

Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura
Escuela de Posgrado y Educación Continua



Proyecto de Tesis de Especialización

PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA

Flaviano MAGGIONI
Ingeniero Civil

Director: Ing. Edgardo RINAUDO

*Proyecto de Tesis presentado en la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y
Agrimensura, en cumplimiento parcial de los requisitos para optar al título de*

Especialización en Ingeniería Estructural

Octubre de 2018

INDICE DE CONTENIDOS

1) INTRODUCCIÓN	1
2) GENERALIDADES	2
2.1) Ubicación del proyecto.....	2
2.2) Condiciones Iniciales.....	4
2.3) Posibles soluciones y solución adoptada.....	9
2.4) Cuadro comparativo de propuestas.....	41
3) PROCESO CONSTRUCTIVO	42
3.1) Pruebas y ensayos de anclajes activos.....	43
3.2) Excavación gruesa.....	47
3.3) Construcción de elementos "U".....	55
3.4) Construcción de vigas pretensadas.....	68
3.5) Preparación de anclajes.....	78
3.6) Nivelación del fondo de la excavación.....	81
3.7) Picado de bordes.....	90
3.8) Replanteo de la posición de los anclajes.....	91
3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección de bulbos.....	95
3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular.....	105
3.11) Descenso de elementos "U".....	107
3.12) Descenso de las vigas pretensadas.....	110
3.13) Inyección 2da capa granular.....	117
3.14) Construcción de viga de fricción.....	121
3.15) Tesado de anclajes bajo agua.....	126
3.16) Tareas finales.....	131
4) CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	133
4.1) Mano de Obra.....	133
4.2) Equipos.....	133
4.3) Materiales.....	134
4.4) Análisis de precio.....	135
4.5) Presupuesto.....	140

ANEXO I
Estudio de suelos

Estudio de suelos

ANEXO II
Planos constructivos y planillas de doblado vigas pretensadas y elementos "U"

- Plano 02 → Plano constructivo - Elementos "U" Encofrado - Detalles - Replanteo
- Plano 03 → Plano constructivo - Viga Principal Postesada Encofrado
- Plano 04 → Plano constructivo - Anclaje Activo Detalles
- Plano 01 → Plano constructivo - Elementos "U" Centrales Encofrado
- Plano 02 → Plano constructivo - Elementos "U" Laterales Encofrado
- Plano 03 → Plano constructivo - Viga Longitudinal Postesada Encofrado y Armadura Pasiva (1)
- Plano 04 → Plano constructivo - Viga Longitudinal Postesada Encofrado y Armadura Pasiva (2)
- Plano 05 → Plano constructivo - Viga Longitudinal Postesada Armadura Activa y Armadura para Tesado

Planillas de doblado de hierros Vigas Principales

Planillas de doblado de hierros Elementos U, Vigas de fricción y Arm. Pasiva Anclajes

ANEXO III
Proceso constructivo

- Plano 01 → 3.2) Excavación Gruesa
- Plano 02 → 3.6) Nivelación de fondo y 3.7) Picado de bordes
- Plano 03 → 3.8) Replanteo de la posición de los anclajes y 3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección 1ra etapa
- Plano 04 → 3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular
- Plano 05 → 3.11) Descenso elementos "U"
- Plano 06 → 3.12) Descenso de vigas pretensadas
- Plano 07 → 3.13) Inyección 2da capa granular y 3.14) Construcción viga de fricción
- Plano 08 → 3.15) Tesado de anclajes bajo agua e inyección 2da etapa y 3.16) Trabajos finales

1) INTRODUCCIÓN

1) **INTRODUCCIÓN**

El objetivo del presente trabajo es proponer el proceso constructivo de una estructura de fondo de un recinto estanco por debajo del nivel de la napa freática a los fines de implantar una serie de bombas y dispositivos destinados al bombeo de una cloaca máxima, con una cota de apoyo de bombas +88,60. Dicha estructura será prefabricada y debe ser capaz de soportar la subpresión generada por el diferencial de altura entre la cota de fondo y el nivel máximo de la napa freática. Además deberá contemplar que la mayoría de los trabajos deberán realizarse bajo agua.

El tema del proyecto fue propuesto desde la carrera con la particularidad de ser un problema de ingeniería real. Además del objetivo ya mencionado, se plantean una serie de condiciones iniciales. Un aspecto importante a destacar es que la obra fue iniciada e interrumpida al poco tiempo, luego del fracaso de los métodos utilizados para realizar la extracción del suelo de fondo. Conjuntamente con lo anterior aconteció una inundación extraordinaria, que provocó la reducción del área de trabajo. Estos aspectos y otros que se analizarán en este trabajo, implican que, antes de comenzar a explicitar los distintos procesos para materializar la obra se enumerarán los distintos problemas encontrados y se expondrán las posibles soluciones.

La obra se ubica muy próxima a una de las márgenes de uno de los brazos de la laguna Setúbal, en la ciudad de Santa Fe. Para mayor referencia se encuentra entre el Club de Regatas de Santa Fe y el acceso al puente Gobernador Oroño.

Otra cosa que cabe aclarar es que este trabajo es el complemento de dos trabajos finales de la carrera, realizados con anterioridad. En el primero¹ de ellos se abordaron posibles métodos constructivos y luego de un análisis comparativo de ventajas y desventajas se estableció la mejor solución. Además se realizó el análisis de cargas y se determinaron las sollicitaciones. En el segundo² trabajo, partiendo del anterior, se abordó los dimensionamientos y detalles constructivos para materializar los elementos necesarios para la obra.

¹ Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014.

² Franco, Juan Manuel. Estructura de fondo afianzada por anclajes activos. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014.

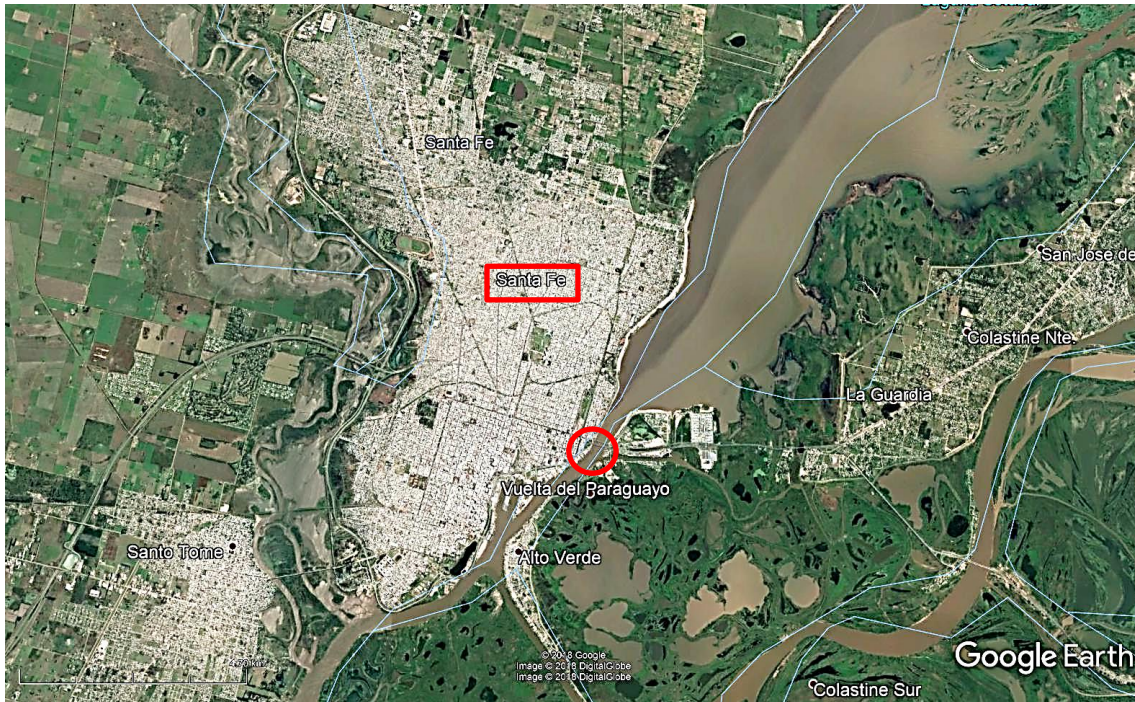
2) GENERALIDADES

Situación inicial

Análisis de posibles soluciones

2) GENERALIDADES

2.1) Ubicación del proyecto



³ fig. 2.1 – Ubicación de la obra: Ciudad de Santa Fe



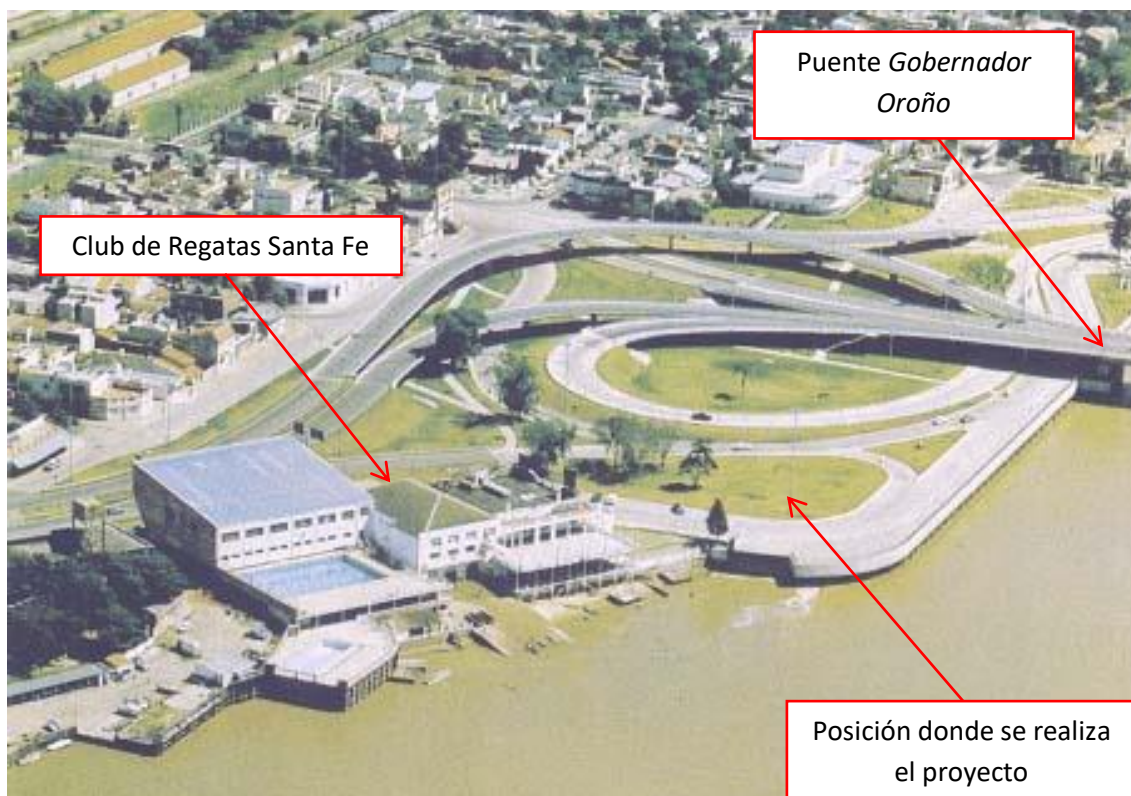
⁴ fig. 2.2 – Ubicación de la obra: Bv. Pellegrini y Av. de los 7 Jefes, lindero con Club de Regatas Santa Fe y a puente Gobernador Oroño (latitud: 31°38'29.43"S, longitud: 60°41'2.32"O)

³ Fuente de imagen: Imagen obtenida de Google Earth

⁴ Fuente de imagen: Imagen obtenida de Google Earth



⁵ fig. 2.3 – Imagen previa a la realización de la obra que fue interrumpida (no puede establecerse la fecha pero por características de la rivera, que en la actualidad se encuentra modificada, es de suponer que es previa al inicio de las obras)



⁶ fig. 2.4 – Imagen previa a la realización de la obra que fue interrumpida, año 1973

⁵ Fuente de imagen: <https://www.airedesantafe.com.ar/app/uploads/2016/02/DSC03174-1.jpg>

⁶ Fuente de imagen: <http://www.paraconocernos.com.ar/wp-content/uploads/puente-orono-santa-fe.jpg>



⁷ fig. 2.5 – Imagen donde puede apreciarse la obra que luego fue interrumpida, año 1983 (Zona Club de Regatas, donde el agua socavaba día a día el sector que recién fue rehabilitado en 1997)

2.2) Condiciones iniciales

2.2.1) Contexto de la obra

En las siguientes imágenes se puede ver claramente la reducción del área de trabajo.



fig. 2.6 – Antes y después de la inundación de 1983

En la figura 7 se pueden apreciar más específicamente qué espacios quedaron comprometidos por la inundación y el espacio real de trabajo. Este será uno de los múltiples condicionamientos que afectarán el desarrollo del trabajo proyectado, dado que limitará, por ejemplo, la posibilidad de construcción de elementos prefabricados a pie de obra. Este aspecto se evaluará más adelante.

⁷ Fuente de imagen: <http://www.paraconocernos.com.ar/wp-content/uploads/1983-inundacion-santa-fe-avenida-costanera-4.jpg>



fig. 2.7 – Ubicación de la construcción existente y obrador en relación al área útil de trabajo

2.2.2) Elementos construidos

Como ya se mencionó, el proyecto parte de una obra interrumpida cuyo avance se enumera a continuación:

- Paredes perimetrales ejecutadas con el método de muro (colado) excavado y hormigonado in situ, configurando una pantalla continua de un espesor de 60 cm.
- La excavación fue realizada en el interior del recinto en forma parcial y a medida que descendía la excavación se iban configurando vigas perimetrales o marcos de hormigón armado, con puntales horizontales para darle estabilidad a la pantalla de contención.
- Se pueden observar dos niveles de arriostramientos horizontales (fig. 10 y 11). Estos condicionarán en gran medida la solución adoptada.
- Dado que la pantalla colada no presenta una buena textura, fue adosado un tabique de hormigón perimetral de espesor 25 cm, terminado hasta cota +95,40.
- El recinto se encuentra inundado. Este estado debe mantenerse dado que es condición necesaria para mantener la estabilidad de la estructura mientras dure la mayor parte del proceso constructivo. Este aspecto es el más complejo de abordar ya que hará que los trabajos deban ser planificados con mayor detalle.

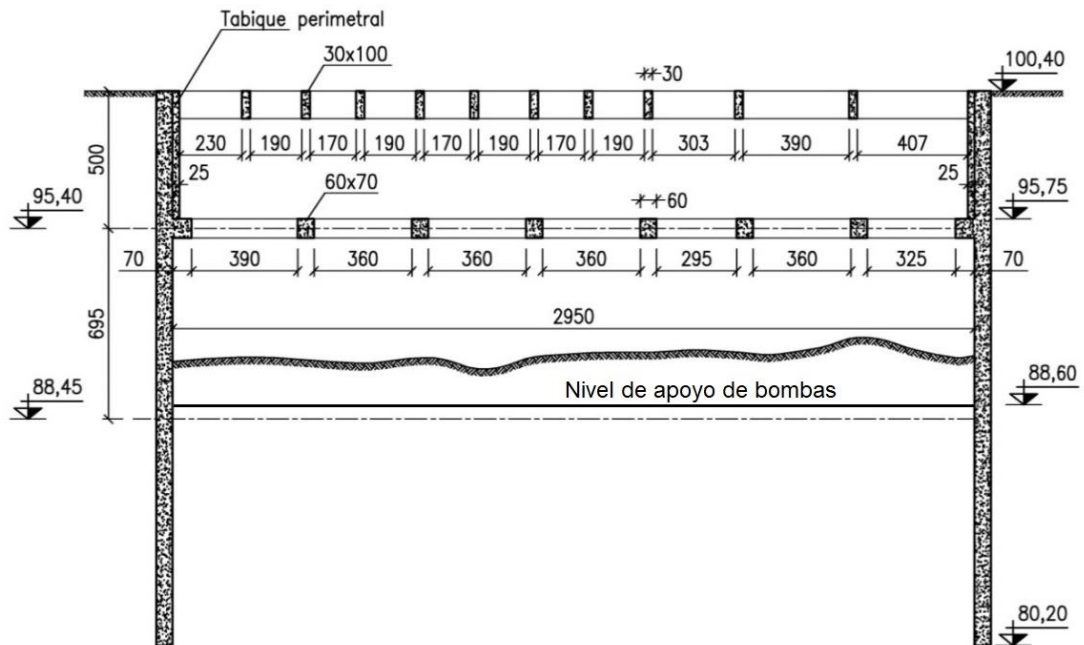


fig. 8 – Corte Longitudinal

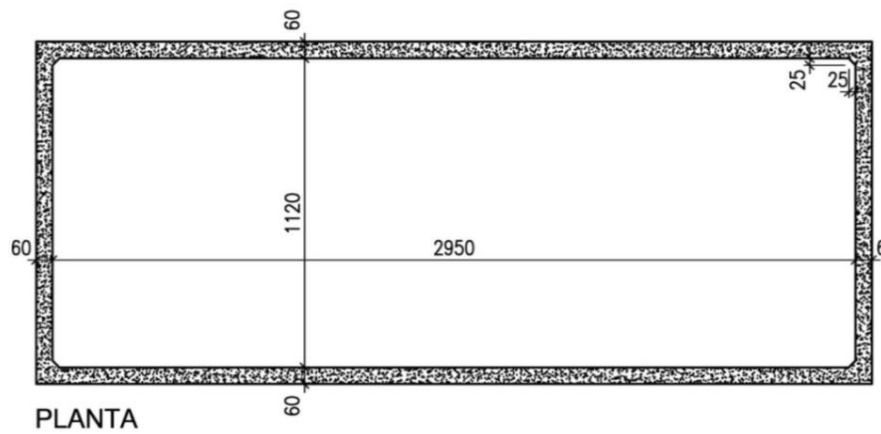


fig. 9 – Vista en Planta

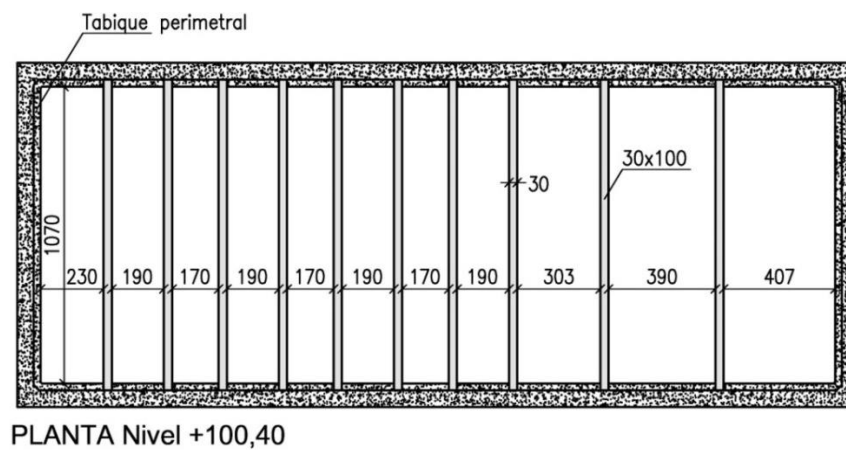
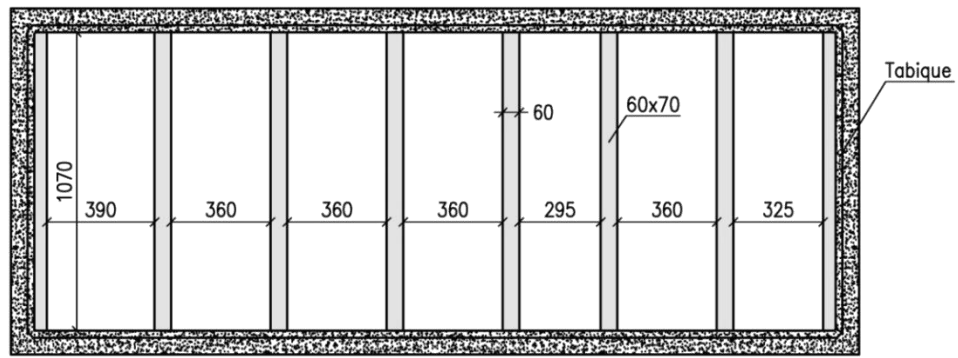


fig. 2.8 – Vista en Planta – Arriostramientos de las pantallas en nivel superior



PLANTA Nivel +95,75

fig. 2.9 – Vista en Planta – Arriostramientos de las pantallas en nivel inferior

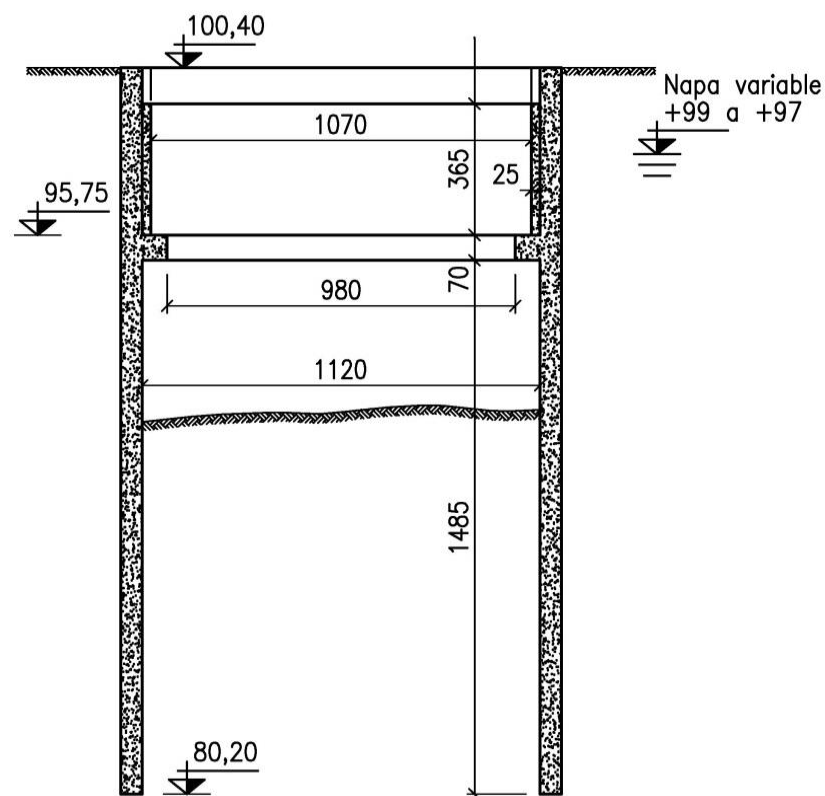


fig. 2.10 – Corte Transversal

2.2.3) Estudio de Suelos

Se dispone de un estudio de suelos que se encuentra en el **anexo I**.

2.2.4) Deficiencias encontradas y posibles causas⁸

Al llegar la excavación aproximadamente a cota +90,00 se detectaron grandes hundimientos en las proximidades del recinto en construcción, pudiéndose observar el ingreso de suelo al interior del recinto. Esto último puede deberse a dos situaciones:

⁸ Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014.

- a. Ingreso de material por fallas en las juntas o unión de las lamelas (módulo de construcción de la pantalla).

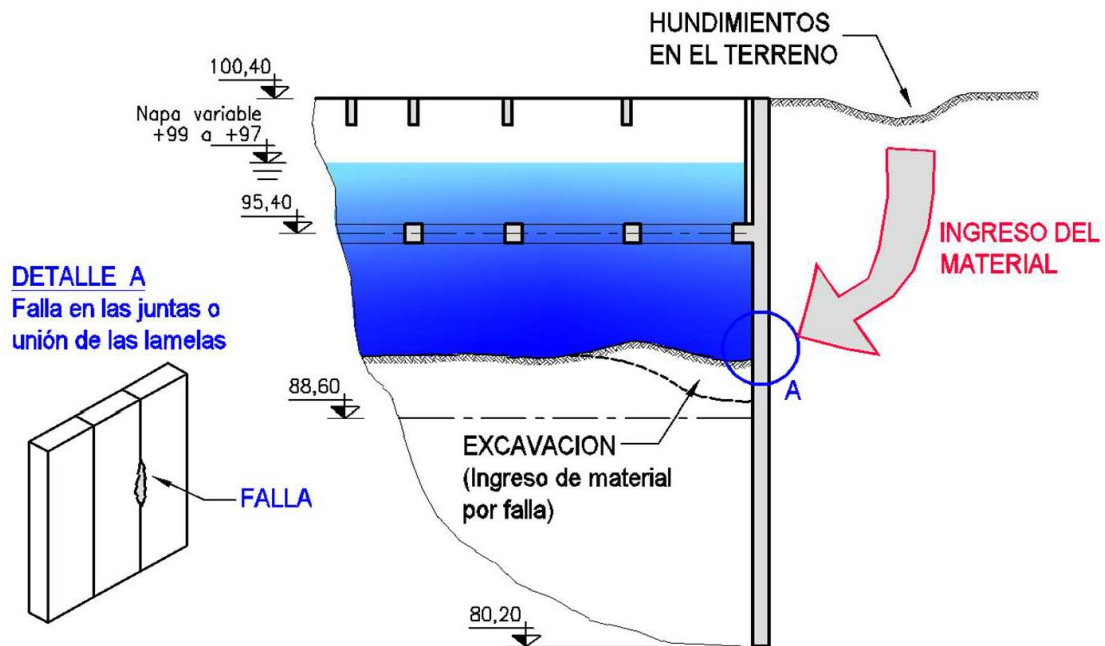


fig. 2.11 – Falla de juntas de pantalla de hormigón armado

- b. Levantamiento de fondo producto de la diferencia de presiones al retirar el agua y de la inadecuada longitud de la pantalla por debajo de la cota de trabajo del recinto.

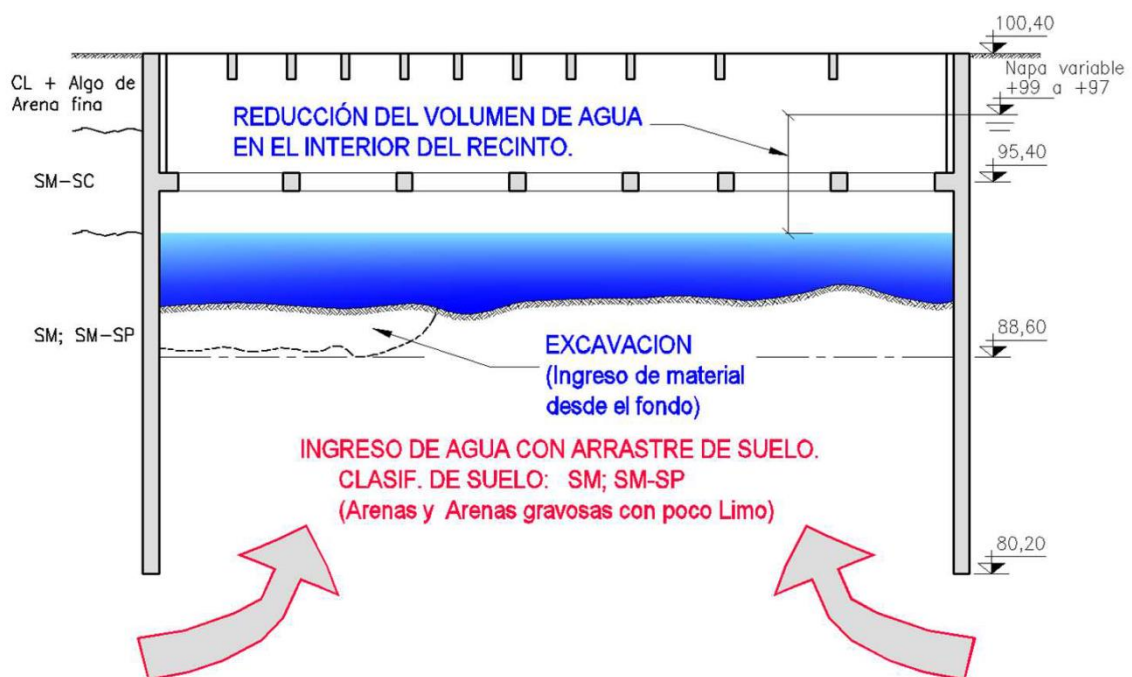


fig. 2.12 – Levantamiento de fondo en el proceso desagote del recinto

2.3) Posibles soluciones y solución adoptada

Tareas iniciales comunes a todas las soluciones

Reconocimiento, relevamiento y obturación de las fallas:

Debido a las deficiencias observadas durante la primera excavación, es necesario realizar un reconocimiento y relevamiento de la superficie interior de las paredes del recinto a los fines de detectar la presencia de fallas que permiten el ingreso de material. Dicha tarea debe ser efectuada por Buzos, que por tanteo debido a la nula visibilidad, deben palpar toda la superficie. Encontradas las fallas, utilizando martillo/taladro hidráulico se realizan perforaciones para luego insertar hierros y por último obturarlas utilizando hormigón con propiedades expansivas.



Modelo neumático 2 2417 0010
SDS Max hasta 2" de diámetro

fig. 2.13 – Martillo/taladro hidráulico 1,6 HP 6,2bar⁹

Un camino para trasladar dicho hormigón hasta el punto donde se encuentra la falla, considerando que se está bajo agua, sería colocarlo en una bolsa de polietileno que luego se cierra, la cual debe ser fácilmente desgarrable al momento de querer incorporar el material en la abertura entre las juntas de las lamelas. Como puede suponerse por la precariedad de este trabajo, no se pretende lograr una excelente terminación, sino mitigar lo mejor posible el ingreso externo de material al recinto.

⁹ <https://www.csunitec.com/spanish/rotary/taladro-giratorio.html>

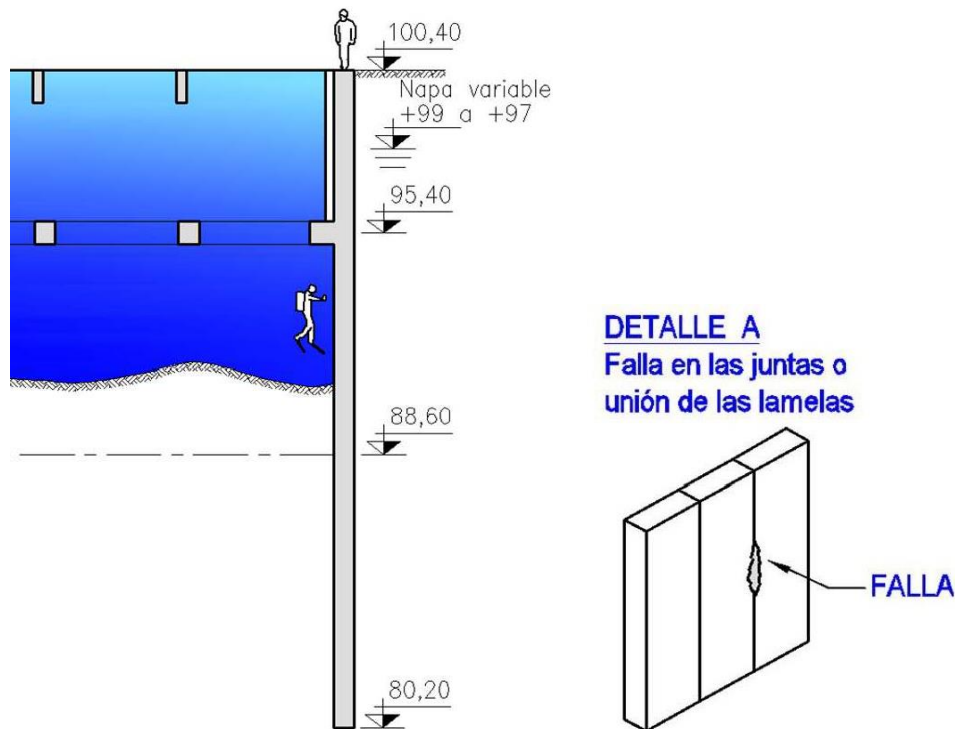


fig. 2.14 – Obturación de fallas detectadas

Se debe mantener el recinto siempre lleno de agua a los fines de evitar diferencia de presiones que generen un levantamiento de fondo.

2.3.1) PROPUESTA Nº 1¹⁰

"EJECUCIÓN DE UN TAPÓN DE HORMIGÓN"

Una vez obturadas las fallas encontradas, se debe continuar con la excavación e ir relevando la posibilidad de encontrar más fallas.

El tapón de hormigón deberá tener el menor espesor posible para que las pantallas no pierdan el empotramiento necesario para ser estables (pensar que son ménsulas empotradas es en suelo). Para lograr esto será necesario utilizar hormigones de alta densidad, por ejemplo, según el reglamento Cirsoc 101, 2005, si se ejecuta un hormigón con cemento pórtland, arena y mineral de hierro se puede lograr un peso específico de $3,6 \text{ tn/m}^3$. Además deberá existir fricción entre el tapón y el muro para que funcionen como un todo. Esto puede lograrse anclando al muro una serie de pasadores de acero nervurados.

Para la ejecución de un tapón de hormigón de h_t m de altura, se deberá excavar con las precauciones ya establecidas una profundidad h_t , luego hormigonar bajo agua, siguiendo cualquiera de los procedimientos conocidos¹¹. Por último se realizará el achique del recinto y finalmente se ejecutará un hormigón de nivelación.

¹⁰ Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014. **La propuesta que puede encontrarse en la fuente citada fue modificada y ampliada.**

¹¹ Trabajos de concreto bajo el agua, The Concrete Society, Inglaterra. Revista IMCYC, Vol. XI, No. 63, julio/agosto 1973

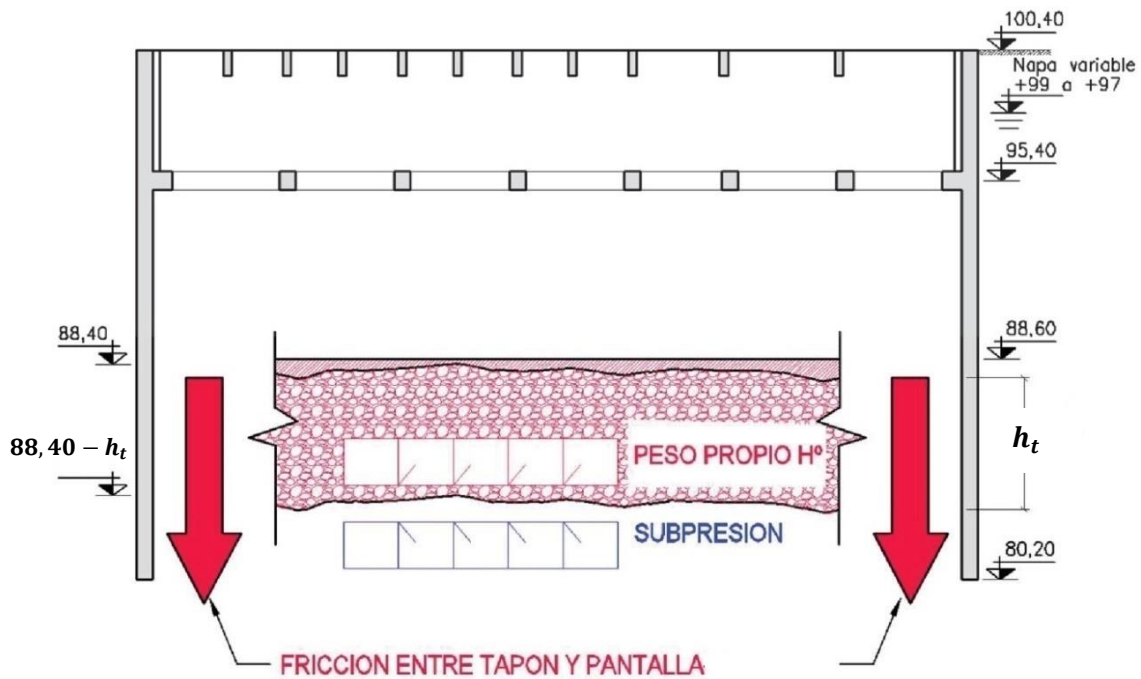


fig. 2.15 – Propuesta N°1: Tapón de Hormigón

2.3.1.1) Consideraciones del diseño

A continuación se demuestra que es posible lograr el equilibrio con un coeficiente de seguridad aceptable.

Peso propio Hº del recinto G_r :

Para determinar el volumen de las paredes se contemplará su altura sólo hasta el fondo del tapón ($12m + h_t$). Con esto se omite la verificación de la parte de la subpresión ejercida desde el nivel 80,20.

$$Volumen Paredes = (11,8m \times 2 + 30,1m \times 2) \times 0,60m \times (12m + h_t)$$

$$Volumen Paredes = 50,28 \times (12m + h_t)$$

$$Volumen Tabique entre arriostramientos = (11,2m \times 2 + 29m \times 2) \times 4,65m \times 0,25m$$

$$Volumen Tabiques entre arriostramientos = 93m^3$$

$$Vol Vigas = (1m \times 0,7m \times 11,2m) \times 10 + (0,7m \times 0,6m \times 11,20m) \times 8 = 78,4m^3 + 37,6m^3$$

$$Vol Vigas = 116m^3$$

$$G_r = 2,4 \text{ tn/m}^3 \times (50,28 \times (12 + h_t) + 93 + 116)$$

$$G_r = 2,4 \text{ tn/m}^3 \times (812,36 + 50,28 \times h_t)$$

$$G_r = 1949,66 + 120,67 \times h_t$$

Peso propio Hº del tapón G_t :

Se obtiene más adelante despejando el peso necesario.

Sub-presión S con una profundidad $10,4m + h_t$:

La medida $10,4m$ surge de realizar la resta entre la cota $+99m$ que corresponde a la máxima cota de napa y $+88,60m$ que corresponde al nivel de piso terminado y h_t es la profundidad incógnita necesaria para lograr el equilibrio.

$$S = [(10,4m + h_t) \times 12,4m \times 30,7m] \times 1tn/m^3$$

$$S = 380,68tn/m \times (10,4m + h_t)$$

Equilibrio global, obtención del peso necesario del tapón G_t (coeficientes de mayoración Cirsoc versión 2005):

$$\sum F_v = 0$$

$$0,90 \times (G_r + G_t) - 1,2 \times S \geq 0$$

$$0,90 \times (G_r + G_t) \geq 1,2 \times S$$

$$(G_r + G_t) \geq 1,33 \times S \text{ (Similar al coeficiente de 1.50 para verificar el equilibrio)}$$

$$1949,66 + 120,67 \times h_t + G_t \geq 1,33 \times 380,68 \times (10,4 + h_t)$$

$$1949,66 + 120,67 \times h_t + G_t \geq 5265,52 + 506,30 \times h_t$$

$$G_t \geq 3315,86 + 385,63 \times h_t$$

Altura del tapón de Hº sin armar h_t :

$$G_t = V_t \times \gamma_{H^\circ AD}$$

$$3315,86 + 385,63 \times h_t = (h_t \times 11,2 \times 29,5) \times 3,6$$

$$3315,86 + 385,63 \times h_t = 1189,44 \times h_t$$

$$h_t = \frac{3351,86}{1189,44 - 385,63}$$

$$h_t = 4,17m$$

Se adopta **4,17m**

Cálculo de la resultante de sub-presión a partir del fondo del tapón adoptado

$$S = [(10,4m + 4,17m) \times 12,4m \times 30,70m] \times 1tn/m^3$$

$$S = 5546,51tn$$

Obtención del peso de la estructura existente G_r contemplada desde el nivel $88,40-3=85,4$

$$G_r = 1949,66 + 120,67 \times h_t$$

$$G_r = 1949,66 + 120,67 \times 4,17$$

$$G_r = 2452,86tn$$

Obtención del peso del tapón G_t a partir de la altura del tapón adoptado

$$G_t = (4,17m \times 11,2m \times 29,5m) \times 3,6tn/m^3$$

$$G_t = 4959,97tn$$

Verificación del equilibrio global:

$$0,90 \times (G_r + G_t) \geq 1,2 \times S$$

$$0,90 \times (2452,86tn + 4959,97tn) \geq 1,2 \times 5546,51tn$$

$$6672tn > 6656tn \text{ B.C.}$$

En este punto se sabe que se podrá equilibrar el conjunto. Lo que se debe verificar es que por efecto de la subpresión el tapón se encuentre en Estado I, es decir, se genere una tensión de tracción menor a la resistencia a tracción del hormigón. Además se supondrá que el tapón se apoyará por fricción en el perímetro.

Si se quiere determinar si una losa es derecha o cruzada se debe realizar la relación de lados $\lambda = \frac{29,5m}{11,2m} = 2,64$. Esto indica que trabajará como losa derecha y el espesor mínimo será, $\frac{11,2m}{30} = 0,37m$. Dado que el espesor adoptado es mucho mayor da la idea que las tensiones de tracción por flexión serán bajas. Esto se verificará a continuación.

La resistencia a tracción por flexión está en el orden del 12% de la tensión característica, es decir, si se adopta hormigón H-25, se tendrá:

$$f_r = 0,625\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,625\sqrt{25}$$

$$f_r = 3,125MPa$$

$$f_r = 31kg/cm^2$$

Luego se determina la carga mayorada:

$$q_U = \frac{1,2 \times S}{12,4m \times 30,7m} - \frac{0,9 \times G_t}{11,2m \times 29,5m}$$

$$q_U = \frac{1,2 \times 5546,51tn}{12,4m \times 30,7m} - \frac{0,9 \times 4959,97tn}{11,2m \times 29,5m}$$

$$q_U = 17,48 \text{ tn/m}^2 - 13,51 \text{ tn/m}^2 = 3,97 \text{ tn/m}^2$$

$$M_U = \frac{q_U \cdot L^2}{8}$$

$$M_U = \frac{3,97 \text{ tn/m} \cdot 11,2^2 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_U = 63tn \cdot m$$

$$f_{rU} = \frac{M_U}{W}$$

$$f_{rU} = \frac{6300tn \cdot cm}{\frac{100cm \times 417^2 cm^2}{6}}$$

$$f_{rU} = 2,17kg/cm^2$$

$$\phi \times f_r \geq f_{rU}$$

$$0,55 \times 31 \geq 2,17$$

$$17 > 2,17 \text{ B.C.}$$

Como puede notarse el tapón es capaz de transferir por flexión la subpresión hasta el muro. Ahora se deberá verificar que por corte o fricción también se transfiera desde el tapón a las pantallas:

$$V_U = 3,97 \text{ tn/m}^2 \times 11,2 \text{ m} \times 29,5 \text{ m} = 1312 \text{ tn}$$

Fricción nominal determinada a partir de la fórmula del Reglamento Cirsoc 201 – 2005 para hormigón colocado sobre otro ya endurecido, con la superficie no intencionalmente trabajada para aumentar su rugosidad es $\mu = 0,6$:

$$V_n = \mu \cdot A_{vf} \cdot f_y$$

$$\phi \times V_n \geq V_U$$

$$0,55 \times V_n \geq V_U$$

$$0,55 \times 0,6 \times A_{vf} \times 4,2 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \geq 1312 \text{ tn}$$

$$A_{vf} \geq 947 \text{ cm}^2$$

Luego se reparte tanto en el perímetro como en la altura, para obtener una medida simple y anclar los pasadores. Esto es, la cantidad que debe haber por metro cuadrado y de qué diámetro debe ser.

La longitud de anclaje debe ser menor o igual a 55cm

Coeficiente de anclaje	60
Altura Tapón	3 m
Perímetro recinto	81,4 m
Superficie lateral tapón	244,2 m ²
A _{vf}	947 cm ²

ϕ	Sección	Long. de Anclaje	Cant de barras	cant/m ²
6	0,28	36	3350	4
8	0,50	48	1884	2
10	0,79	60	1206	2
12	1,13	72	838	1
16	2,01	96	471	1
20	3,14	120	302	1
25	4,91	150	193	1
32	8,04	192	118	1
40	12,57	240	76	1

Para equilibrar parte de la subpresión se adoptarán 2Ø8 *por m²*, lo que significa, 1884 recortes de 1,00m de longitud. Por lo tanto se necesitarán 157 barras de 12m. Dado que existen muchas posibilidades de que la armadura de fricción tenga contacto con el agua de la napa los pasadores deberán ser galvanizados en caliente.

2.3.1.2) Ventajas

- No requiere un cálculo y proyecto complejo.
- Su ejecución no representa un gran problema.
- Al no requerir elementos prefabricados, no se presenta el problema del espacio en el entorno de la obra.

2.3.1.3) Desventajas

- Se necesita excavar un gran volumen de suelo ($(91 - 84,23) \times 11,2 \times 29,5 = 2237m^3$).
- Se necesita un gran volumen de hormigón para ejecutar el tapón ($4,17 \times 11,2 \times 29,5 = 1378 m^3$). Y además se requiere ejecutar un hormigón poco habitual, como lo es el de alta densidad.
- Resulta muy dificultosa la tarea de anclaje de armadura en el muro, dado que no consiste sólo en realizar una perforación de alrededor de 50cm, sino que también es necesario colocar un mortero expansivo para lograr una vinculación eficiente. Como ya se dijo, ambas tareas bajo agua.
- Si bien debe mantenerse el recinto lleno de agua, no se puede garantizar que al excavar hasta la cota requerida no se generen problemas de levantamiento de fondo (Dudas respecto a la longitud de las pantallas). Este último punto hace que la propuesta Nº1 no sea una buena solución.

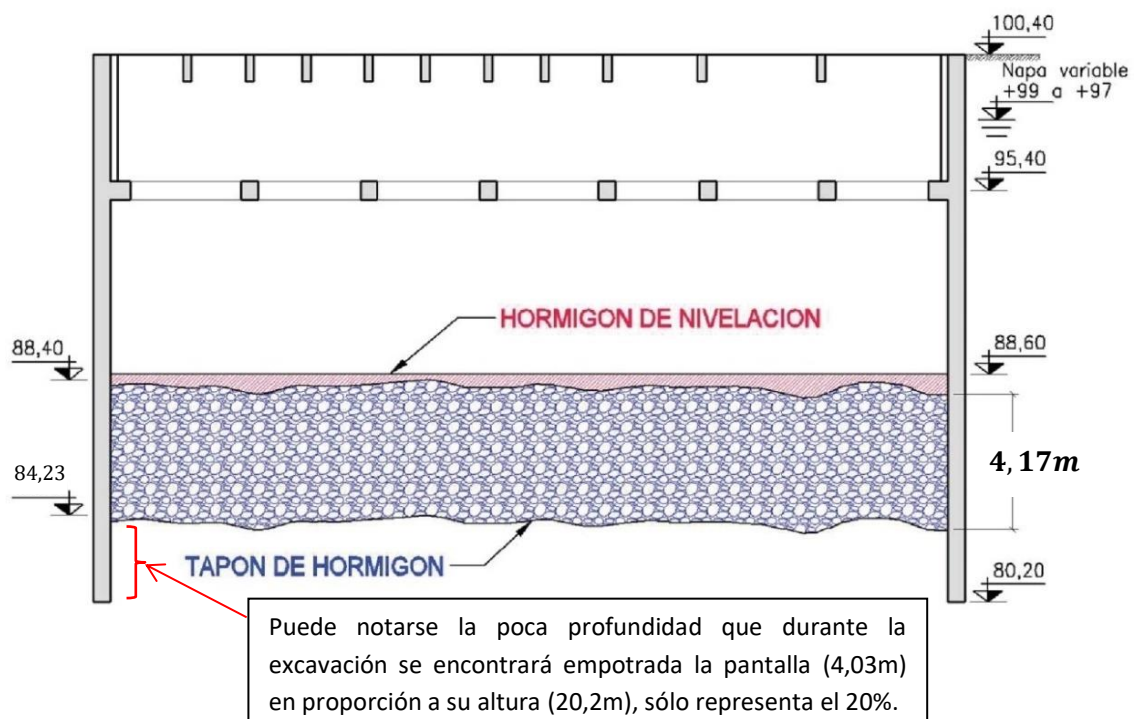


fig. 2.16 – Propuesta Nº1: Tapón de Hormigón, escasa ficha durante excavación

PROPUESTA Nº 1 (NO ES UNA BUENA SOLUCIÓN)

2.3.2) PROPUESTA Nº 2¹²

"ESTRUCTURA CON ELEMENTOS PREMOLDEADOS Y UTILIZACIÓN DE LA PANTALLA EXISTENTE"

- El fondo de la excavación debe reglarse para que constituya una superficie nivelada de apoyo de las losetas premoldeadas, las cuales serán las encargadas de recibir la subpresión en estado de servicio y transmitirlas a las vigas principales. Las losetas centrales trabajarán en una sola dirección, como losas derechas de un único tramo de 3,75 m de luz y las losetas que se encuentran en correspondencia con los bordes, serán derechas de dos tramos, uno en voladizo en contacto con la pantalla.
- Se dispondrán vigas prefabricadas transversales de 11,2 m de longitud dispuestas según el lado corto del recinto. Las mismas están separadas cada 3,75 m y 1,63 m en correspondencia con las zonas de borde. Estos elementos reciben la carga que le transmiten las losetas y trabajan como vigas simplemente apoyadas en sus extremos transmitiendo la carga a la estructura existente.
- La transmisión de cargas de las vigas principales a la estructura existente se da por la ejecución de columnas de hormigón armado ejecutadas in situ y bajo agua. Estas últimas descargan en el anillo perimetral existente de sección 70 x 70 cm.
- Por último se ejecuta una losa de terminación y nivelación (en recinto seco), la cual trabaja como losa derecha de varios vanos, apoyada sobre las vigas principales.

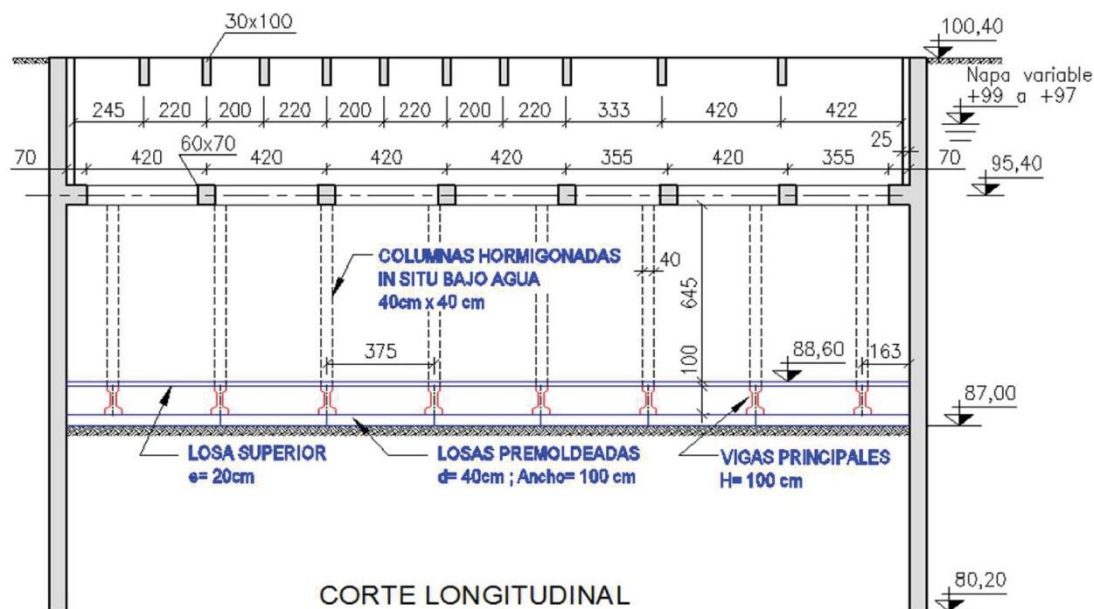


fig. 2.17 – Propuesta Nº2: Elementos premoldeados y utilización de pantalla existente

¹² Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014. *La propuesta que puede encontrarse en la fuente citada fue modificada y ampliada.*

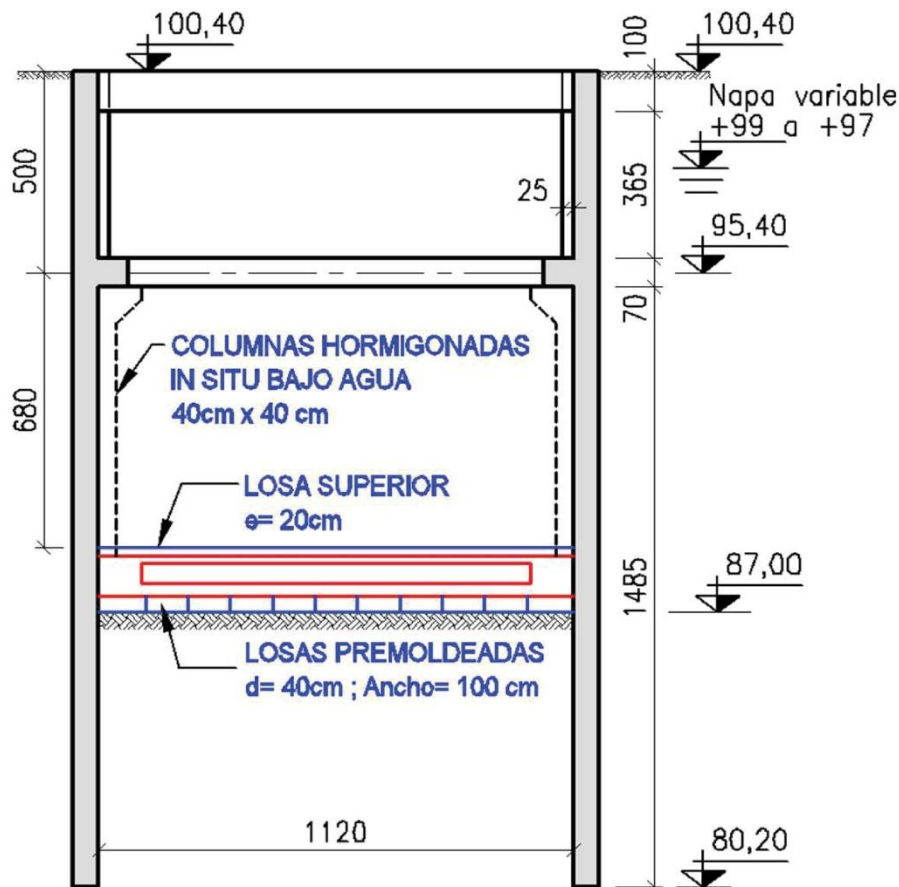


fig. 2.18 – Propuesta N°2: Corte transversal

2.3.2.1) Consideraciones del diseño

A continuación se demuestra que es posible lograr el equilibrio con un coeficiente de seguridad aceptable.

Peso propio HºAº del recinto G_r :

Para determinar el volumen de las paredes se contemplará su altura sólo hasta el nivel +87.

$$\text{Volumen Paredes} = (11,8m \times 2 + 30,1m \times 2) \times 0,60m \times 13,4m$$

$$\text{Volumen Paredes} = 673,75m^3$$

$$\text{Volumen Tabiques entre arriostramientos} = 93m^3$$

$$\text{Vol Vigas} = 116m^3$$

$$G_r = 2,4 \text{ tn}/m^3 \times (673,75 + 93 + 116)$$

$$G_r = 2118,6 \text{ tn}$$

Peso propio HºAº losetas G_L (se utilizará hormigón de alta densidad):

$$\text{Volumen total loseta} = (11,2m \times 29,5m) \times 0,40m$$

$$\text{Volumen total loseta} = 132m^3$$

$$G_L = 3,6 \text{ tn}/m^3 \times 132m^3$$

$$G_L = 475tn$$

Peso propio HºAº vigas G_V (se utilizará hormigón de alta densidad) :

$$Volumen\ total\ vigas = (11,2m \times 1m \times 0,5m) \times 8$$

$$Volumen\ total\ vigas = 45m^3$$

$$G_V = 3,6\ tn/m^3 \times 45m^3$$

$$G_V = 162tn$$

Peso propio HºAº columnas G_C :

$$Volumen\ total\ columnas = (6,45m \times 0,40m \times 0,40m) \times 16$$

$$Volumen\ total\ vigas = 16m^3$$

$$G_C = 2,40\ tn/m^3 \times 16m^3$$

$$G_C = 38tn$$

Cálculo de la resultante S de sub-presión

$$S = 1tn/m^3 \times (99m - 87m) \times 12,4\ m \times 30,7\ m$$

$$S = 4569tn$$

Verificación del equilibrio global:

$$0,90 \times (G_r + G_L + G_V + G_C) \geq 1,2 \times S$$

$$0,90 \times (2118,6tn + 475tn + 162tn + 38tn) \geq 1,2 \times 4569tn$$

$$0,90 \times 2793tn \geq 1,2 \times 4569tn$$

$$2515tn < 5483tn \text{ M.C.}$$

Como se puede apreciar no se verifica el equilibrio, por lo tanto deberá recurrirse a otra fuerza estabilizante.

Si consideramos a la pantalla como si se tratara de pilotes hormigonados in situ, su extracción supondrá que se movilice un cierto volumen de suelo. Según el estudio de suelo disponible el peso específico del suelo es de alrededor de $\gamma_s = 2,04tn/m^3$ con un coeficiente promedio de $\varphi = 24^\circ$ y una fricción mínima de $1,66tn/m^2$. Además se obtiene el ángulo de tierra gravante a partir de la tabla de la figura 20.

PLANILLA N° 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Categoría	Naturaleza del terreno	Peso específico. γ kg/m ³	Presión admisible σ kg/cm ²	Índice (1) de compresibilidad C kg/cm ³	Angulo (2) de la tierra gravante β°		Angulo de la fricción interna φ°	Coeficiente de la fricción entre terreno y hormigón μ	
					vegetable	movido		liso	esca-broso
A	Laguna, aguazal, terreno pantanoso	650	hasta 0,5	0,5 ... 1,0	5°	3°	—	0,05	0,1
B	Terrenos muy blandos	1700	hasta 0,8	1 ... 2	5°	3°	20°	0,2	0,2
	Arena fina húmeda			2 ... 4			30°	0,3	0,5
	Arcilla blanda						25°	0,3	0,4
C	Arcilla mediodura seca	1700	hasta 1,8	5 ... 8	8°	6°	25°	0,4	0,5
	Arcilla fina seca			6 ... 9			30°	0,6	0,7
D	Arcilla rígida	1700	hasta 3,0	10	12°	10°	25°	0,4	0,5
	Arena gruesa y pedregullo			11 ... 13			35°	0,4	0,5
E	Arcilla gruesa dura	1700	hasta 4,0	13 ... 16	15°	12°	37°	0,4	0,5
F	Rígido pedregullo y cantorodado		hasta 5,0		20°	20°	40°	0,4	0,5

Para la roca $\gamma = 2400$ kg/m³ y la presión admisible para roca debilitada por efectos geológicos se acepta igual a 10 kg/cm²; para rocas sanas - hasta 23 kg/cm².

(1) El índice de compresibilidad se refiere a la profundidad de 2 m; para el fondo de excavación "C_b" se puede aumentar hasta 1,2 C para las paredes.

(2) Para las categorías "B" hasta "F" y terrenos con buena cohesión se puede aumentar β por 5°.

fig. 2.19 – Tabla de características de suelos¹³

Se adopta 5°, un peso específico de suelo de 2,04tn/m³ y una fricción mínima de 1,66tn/m² que es un poco menor a la de la tabla, que es 2tn/m².

Peso propio suelo equilibrante G_{suelo} (ver figura 21):

$$\text{Volumen total Suelo} = (11,8m \times 2 + 30,1m \times 2) \times (17,88m^2 + 2m^2)$$

$$\text{Volumen total Suelo} = (71,4m) \times (19,88m^2)$$

$$\text{Volumen total Suelo} = 1419m^3$$

Dado que el suelo está sumergido debe corregirse su peso específico.

$$\gamma'_s = 2,04tn/m^3 - 1tn/m^3$$

$$\gamma'_s = 1,04tn/m^3$$

$$G_{\text{suelo}} = 1,04tn/m^3 \times 1419m^3$$

$$G_{\text{suelo}} = 1476tn$$

¹³ Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger, Ing. Tadeo Maciejewski, AMIEE, Sociedad de Estudios y Proyectos de Electrificación (SEPE), Marzo Abril 1964

Resistencia a Fricción entre suelo y Hormigón G_F (ver figura 21):

$$\text{Superficie total en contacto con el Suelo} = (11,8m \times 2 + 30,1m \times 2) \times (20,20m + 6,8m)$$

$$\text{Superficie total en contacto con el Suelo} = 83,8m \times 27m$$

$$\text{Superficie total en contacto con el Suelo} = 2262m^2$$

$$G_F = 1,66 \text{ tn}/m^2 \times 2262m^2$$

$$G_F = 3754 \text{ tn}$$

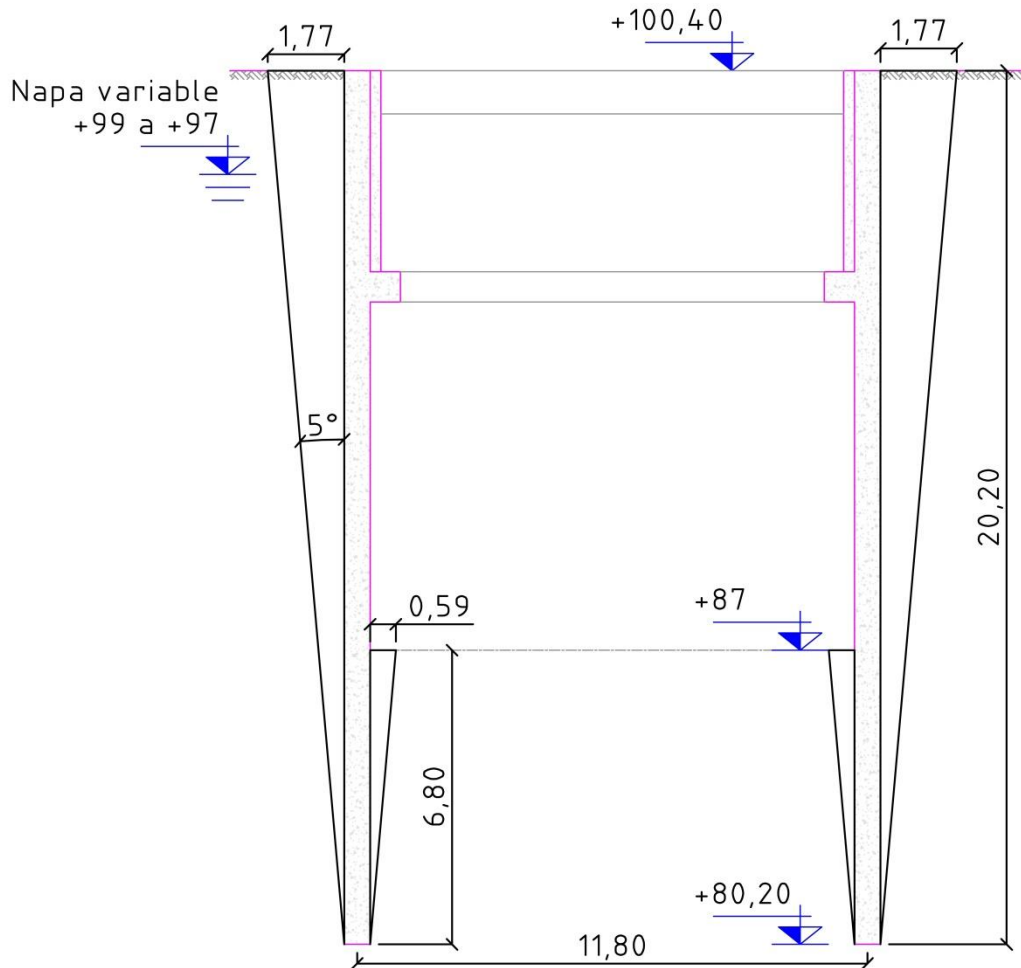


fig. 2.20 – Suelo que se movilizará en caso de que la subpresión venza el peso propio

Verificación del equilibrio global, suponiendo que el peso del suelo movilizado (ver figura 21):

$$0,90 \times (G_r + G_L + G_V + G_C + G_{Suelo}) \geq 1,2 \times S$$

$$0,90 \times (2793 \text{ tn} + 1476 \text{ tn}) \geq 1,2 \times 4569 \text{ tn}$$

$$0,90 \times 4269 \text{ tn} \geq 1,2 \times 4569 \text{ tn}$$

$$3842 \text{ tn} < 5483 \text{ tn} \text{ M.C.}$$

Verificación del equilibrio global, ahora suponiendo la fricción entre suelo y hormigón:

$$0,90 \times (G_r + G_L + G_V + G_C) + 0,5 \times G_F \geq 1,2 \times S$$

$$0,90 \times (2793tn) + 0,5 \times 3754tn \geq 1,2 \times 4569tn$$

$$0,90 \times 2793tn + 0,5 \times 3754tn \geq 1,2 \times 4569tn$$

$$2514tn + 1877tn \geq 5483tn$$

$$4391tn < 5483tn \text{ M.C.}$$

Como puede verse ninguna de las dos verificaciones se cumplen, sin embargo si se aumenta el espesor de las losetas se podría cubrir la diferencia.

2.3.2.2) Ventajas

- No requiere de grandes volúmenes de hormigón.
- La estructura tiene un diseño que refiere a elementos que funcionan de manera más criteriosa que en la solución anterior, con una transmisión de cargas que pueden calcularse con mayor precisión.

2.3.2.3) Desventajas

- Se requiere ejecutar elementos premoldeados con hormigón de alta densidad, cuya elaboración es poco habitual.
- De las losas premoldeadas: Cada tramo simplemente apoyado en sus extremos tienen una luz de cálculo de 3,75m y un momento de 19,4tn.m, para cubrirlo se necesita colocar una armadura de 1Ø20 c/12. Si la altura de las losetas fuera de 1,10m, la armadura necesaria sería de 1Ø12c/15. Esto hace pensar que debe alivianarse el elemento, es decir, utilizar una sección distinta a la rectangular. Sin embargo esto último va en contra de la necesidad de peso para equilibrar la subpresión. En definitiva, como se expresó al verificar el equilibrio debe aumentarse en gran medida su espesor.
- De las vigas principales: cada viga trabaja con una carga uniformemente repartida simplemente apoyada en sus extremos. Tienen un momento central de 587 tn.m. Si el ancho de la viga es 0,50m y su altura se aumentara a 1,8 m, la armadura de tramo superior sería de 25Ø20, y la flecha sería de 0,89 cm (Considerando Hormigón H – 30). Otra cuestión a tener en cuenta es la exposición a un medio agresivo en que se encuentran y su relación con la fisuración. La separación entre vigas presentan interferencias, para su descenso, con los puntales horizontales superiores. Por otro lado la longitud de las vigas es mayor a la longitud superior del recinto, 11,2 m contra 10,7 m disponibles. Deben descenderse inclinadas y luego de quedar por debajo de los arriostramientos, se deben volver a la posición horizontal.

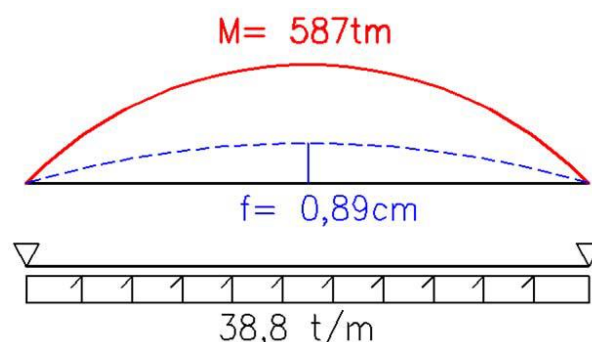


fig. 2.21 – Momento y flecha instantánea viga premoldeada

- De las columnas hormigonadas in-situ: las dimensiones propuestas son de $40 \times 40 \text{ cm}$, con una esbeltez moderada $\lambda = 56$, y una tensión de compresión $\sigma_c = 133 \text{ kg/cm}^2$. Su vinculación a las vigas y al marco perimetral de $70 \times 70 \text{ cm}$ debe ser asegurado para que puedan ser consideradas como articuladas en ambos extremos. No existen datos precisos del marco perimetral, el mismo no es confiable.
- Teniendo en cuenta el poco espacio en la obra la prefabricación de vigas y losetas no podrá realizarse en el lugar, lo cual implica un costo adicional de transporte, a diferencia de la primera propuesta.
- Se requiere la utilización de grúas lo que incrementa el costo y complejidad de la obra en relación a la primera propuesta.

2.3.2.4) Algunas conclusiones

- La opción de trabajar con elementos premoldeados es una buena alternativa a pesar de su costo adicional de transporte ya que elimina las dificultades del hormigonado bajo agua lo que puede reducir su resistencia y compacidad, esta última indispensable para reducir las filtraciones de agua.
- El elemento estructural que recibe la carga de subpresión y la transmite a las vigas principales (en este caso la losa inferior) debe tener mayor inercia o una luz considerablemente menor. De ambas se podría adoptar mayor inercia dado que se necesita mucho más peso para lograr el equilibrio.
- Las vigas principales deben contar con uno o dos apoyos intermedios a los fines de reducir sus esfuerzos. Considerando el punto anterior, deberían tener una modulación menor (mayor cantidad de vigas). Dada la magnitud de las solicitaciones, estos elementos deben ser pretensados. Debido al medio al que se encuentran expuestas, el grado de pretensado debe ser total (sin tensiones de tracción en el Hormigón).
- El planteo de los apoyos intermedios en las vigas principales, deben garantizar una transferencia de cargas al suelo y no a la estructura existente. El peso de la estructura a implantar debe incrementarse.

PROPUESTA Nº 2 (NO ES UNA BUENA SOLUCIÓN)

2.3.3) PROPUESTA Nº 3¹⁴

"ESTRUCTURA CON ELEMENTOS PREMOLDEADOS POSTESADOS Y FIJADOS AL SUELO CON PILOTES"

2.3.3.1) Consideraciones del diseño

El fondo de la excavación debe reglarse para que constituya una superficie medianamente nivelada. Sobre la misma se distribuye una capa de material pétreo graduado, $e=20\text{cm}$, de nivelación de fondo.

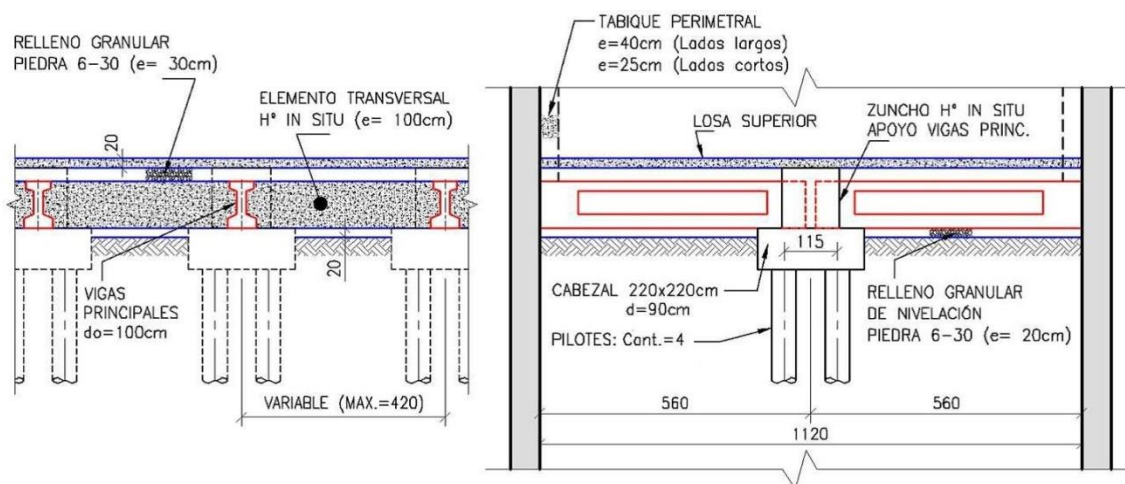


fig. 2.22 – Corte Longitudinal y transversal preparación del fondo

La estructura de fondo se compone por vigas postesadas prefabricadas según la luz menor. Están separadas por una distancia variable, con un máximo de 420cm, de eje a eje, y un mínimo en correspondencia con las zonas de borde de 163cm, de eje a filo de pantalla. Estas vigas están conformadas por parejas de dos tramos simples, con un apoyo central articulado materializado por pilotes.

Dichas separaciones variables surgen de compatibilizar las posiciones de los arriostramientos con la propia de los pilotes. Esto es necesario ya que la ejecución de los pilotes se debe realizar utilizando un caño camisa desde el nivel +100,40. El máximo diámetro que permite respetar lo anterior y además que la distancia mínima entre pilotes se encuentre entre 2 y 3 diámetros, es 50cm.

Estas parejas de vigas reciben la carga de subpresión. Parte de ella la transmiten al terreno mediante los pilotes (50%) y el resto es derivado a la estructura existente (50%). Este hecho es una mejora de la propuesta anterior, donde la totalidad de la subpresión debía transferirse al recinto.

La transferencia de cargas de las losas a las vigas se da a través del talón de las mismas trabajando como ménsulas cortas (talón de las vigas: parte superior; la cabeza comprimida se encuentra contra el suelo).

¹⁴ Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014. **La propuesta que puede encontrarse en la fuente citada fue modificada y ampliada.**

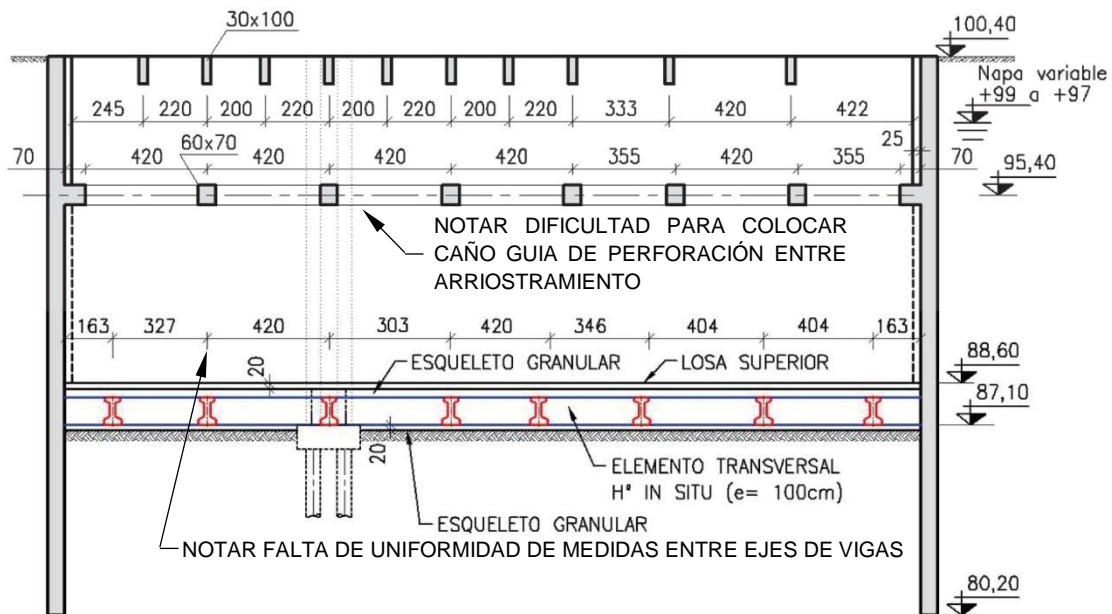


fig. 2.23 – Condicionamiento de la distancia entre ejes de vigas debido a los pilotes

Entre las vigas principales se ejecutan losas derechas mediante hormigonado in situ y bajo agua, con una altura de 100cm, igual a las vigas. Sus luces son variables dependiendo de la modulación en la separación de las vigas.

Cálculo de sub-presión

$$S = 1 \text{tn/m}^3 \times (99 \text{m} - 86,9 \text{m}) \times 11,2 \text{m} \times 29,5 \text{m}$$

$$S = 3998 \text{tn}$$

$$q_s = 12,1 \text{tn/m}^2$$

Cálculo carga permanente losetas y esqueleto granular inyectado (50cm)

$$q_D = 2,40 \text{tn/m}^3 \times 1 \text{m} + 0,50 \text{m} \times 2,20 \text{tn/m}^3$$

$$q_D = 2,40 \text{tn/m}^2 + 1,1 \text{tn/m}^2$$

$$q_D = 3,50 \text{tn/m}^2$$

Carga última

$$q_U = 1,2 \times q_s + 0,9 \times q_D$$

$$q_U = 1,2 \times (-12,1 \text{tn/m}^2) + 0,9 \times 3,50 \text{tn/m}^2$$

$$q_U = -14,52 \text{tn/m}^2 + 3,15 \text{tn/m}^2$$

$$q_U = -11,37 \text{tn/m}^2$$

Carga de servicio

$$q = q_s + q_D$$

$$q = (-12,1 \text{tn/m}^2) + 3,50 \text{tn/m}^2$$

$$q = -8,60 \text{tn/m}^2$$

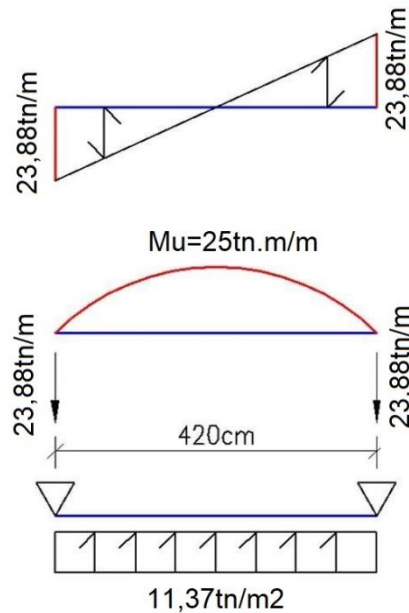


fig. 2.24 – Modelo y solicitaciones en franja unitaria de losa más solicitada

Utilizando Hormigón H-30, correspondería una armadura principal superior para el Estado Límite Último de $A_s = 7\text{cm}^2/\text{m}$ pero por armadura mínima para losas se requieren $A_s = 18\text{cm}^2/\text{m}$. Para cubrir este valor mínimo se necesitará $1 \text{ } \varnothing 16 \text{ c}/11\text{cm}$. Esto muestra que debería utilizarse un espesor de losa menor, hasta que la armadura necesaria sea similar a la mínima reglamentaria.

Carga última para vigas principales

Si observamos la figura 24, se ve que la mayor área de influencia es $4,04\text{m}$. De ahí se puede obtener la carga última para las vigas principales.

$$q_U = -11,37\text{tn}/\text{m}^2$$

$$q_{UVigas} = -11,37\text{tn}/\text{m}^2 \times 4,04\text{m}$$

$$q_{UVigas} = -45,94\text{tn}/\text{m}$$

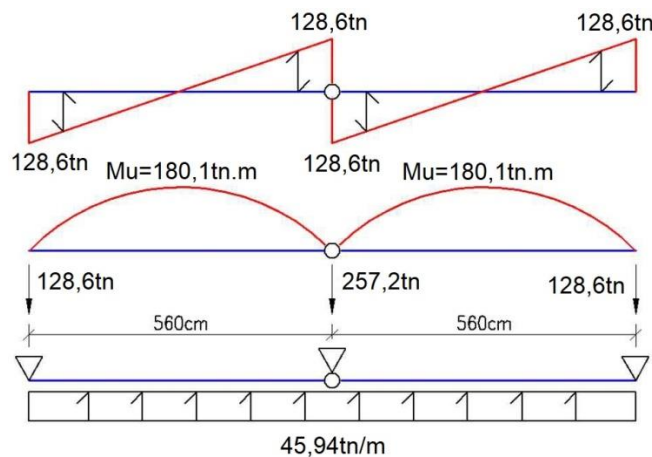


fig. 2.25 – Modelo estructural con carga de subpresión y solicitaciones internas resultantes

Carga de servicio para vigas principales

$$q = -8,60 \text{ tn/m}^2$$

$$q_{\text{viga}} = -8,60 \text{ tn/m}^2 \times 4,04 \text{ m}$$

$$q_{\text{viga}} = -34,75 \text{ tn/m}$$

$$R_V = 194,6 \text{ tn}$$

La transmisión de cargas de las vigas principales a la estructura existente se da por la ejecución in situ y bajo agua de un tabique de hormigón armado, de espesor 40cm y adosado a las pantallas existentes. Estas últimas descargan en el anillo perimetral existente de sección 70 x 70 cm.

La transferencia de carga en los apoyos centrales (pilotes), se da por la ejecución in situ de un zuncho de hormigón armado que toma las cargas de las vigas y las deriva al conjunto estructural conformado por el cabezal y sus cuatro pilotes de 30cm diámetro. Parte de la carga se transfiere de forma directa desde las ménsulas de las vigas a los elementos verticales del zuncho, que trabajan a tracción, y otra parte por apoyo directo de las vigas sobre la losa superior del zuncho.

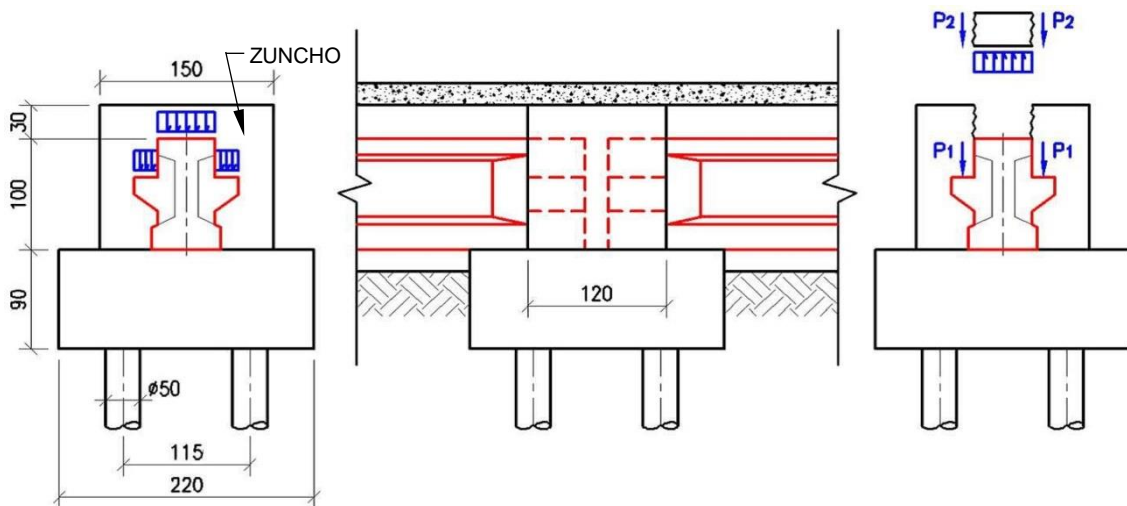


fig. 2.26 – Zuncho de apoyo de vigas postesadas

La reacción del apoyo central, en el encuentro entre dos vigas, deberá transferirse al suelo a través de 4 pilotes, los cuales se calcularán como tensores sumergidos, con lo cual se estimará el tamaño de las fisuras admisibles para ese ambiente. Luego se obtendrá la longitud del pilote partiendo de los datos del estudio de suelos.

Verificación de fisuración

ACI 224.2R – 92 (97) – Fórmula de Brooms y Lutz

$$w_{cr} = 0,02 \cdot f_{st} \cdot t_e \cdot 10^{-3}$$

w_{cr} : Apertura probable de fisura [mm]

f_{st} : Tensión de trabajo armadura [Mpa]

$$t_e = d_c \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{s}{4 \cdot d_c}\right)^2}$$

t_e : Cobertura efectiva de hormigón [mm]

s : Separación de armadura [mm]

d_c : Filo exterior a eje armadura [mm]

El valor admisible es $w_{cr-max} = 0,1mm$ y si se adopta una separación entre armaduras de 20cm. Esta separación responde a un pilote de 50cm de diámetro con 6 hierros longitudinales.

$$t_e = 66mm \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{200mm}{4 \cdot 66mm}\right)^2} \approx 83mm$$

$$w_{cr} = 0,02 \cdot f_{st} \cdot t_e \cdot 10^{-3} = 0,1mm$$

$$0,02 \cdot f_{st} \cdot 83 \cdot 10^{-3} = 0,1mm$$

$$f_{st} = 60,24Mpa = 6,024kN/cm^2 = 0,60tn/cm^2$$

$$R_V = 194,6tn/4 = 48,65tn$$

$$f_{st} = \frac{R_V}{A_{st}}$$

$$A_s = \frac{48,65tn}{0,60tn/cm^2}$$

$$A_s = 81cm^2$$

Manteniendo el diámetro y aumentando la cantidad de hierros al doble, es decir, 18 hierros longitudinales, se reduce la separación entre hierros y eso contribuye a la reducción de la fisuración. Para la distancia a la armadura se considerarán estribos de 8mm y hierros principales Ø20.

$$d_c = 50mm + 8mm + 10mm = 68mm$$

$$per = (500mm - 2 \times 68mm) \times \pi = 1144mm$$

$$s = \frac{1144mm}{18} \approx 64mm$$

$$t_e = 68mm \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{64mm}{4.68mm}\right)^2} \approx 70mm$$

$$w_{cr} = 0,02 \cdot f_{st} \cdot t_e \cdot 10^{-3} = 0,1mm$$

$$0,02 \cdot f_{st} \cdot 70 \cdot 10^{-3} = 0,1mm$$

$$f_{st} = 71,4Mpa = 7,14kN/cm^2 = 0,714tn/cm^2$$

$$R_V = 194,6tn/4 = 48,65tn$$

$$f_{st} = \frac{R_V}{A_{st}}$$

$$A_s = \frac{48,65tn}{0,714tn/cm^2}$$

$$A_s = 68cm^2$$

$$Cant = \frac{68cm^2}{3,14cm^2/u} = 22u$$

Adopto 22 Ø 20 por pilote (69,08cm²)

Longitud de pilotes

$$R_V = 194,6tn/4 = 48,65tn$$

$F_r = 1,66tn/m^2$ Resistencia admisible friccional pilote comprimido promedio, coeficiente de seguridad 2

$F_r = 1,11tn/m^2$ Resistencia admisible ficcional pilote traccionado promedio, coeficiente de seguridad 3

$$T_{pil} = R_V = 48,65tn = 1,11tn/m^2 \times 0,50m \times \pi \times L$$

$$L = 28m$$

Dada esta longitud, los hierros del pilote deberán empalmarse con soldadura.

Deformación del pilote:

Estado I

H-30

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 25742MPa = 257tn/cm^2$$

$$E_s = 200000MPa$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 7,77$$

$$A_p = \left(\frac{50^2 \times \pi}{4} - 69,08 \right) + 69,08 \times 7,77$$

$$A_p = (1963,5 - 69,08) + 536,75$$

$$A_p = 2431 \text{ cm}^2$$

Se estima el módulo de elasticidad del suelo en función del número de golpes (SPT), utilizando la fórmula de Schmertmann (1978).

$$E_s = 2,5 \times K \times N$$

K: coeficiente que depende del tipo de suelo, y va de 2 a 8, siendo conservador se adopta 2 [kg/cm²].

N: Número de golpes (SPT).

N = 23 Número de golpes promedio

$$E_s = 2,5 \cdot 2 \text{ kg/cm}^2 \cdot 23 = 115 \text{ kg/cm}^2$$

$\mu = 0,40$ Valor adoptado

Asentamiento de pilotes¹⁵

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w , es causado por tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (9.61)$$

donde s = asentamiento total del pilote

s_1 = asentamiento elástico del pilote

s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

s_3 = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) L}{A_p E_p} \quad (9.62)$$

donde Q_{wp} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo

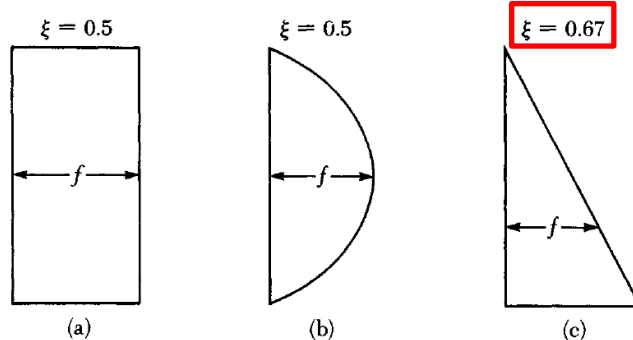
Q_{ws} = carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo

A_p = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ dependerá de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, como muestran las figuras 9.34a y 9.34b, $\xi = 0.5$. Sin embargo, para una distribución triangular de f (figura 9.34c), la magnitud de ξ es aproximadamente de 0.67 (Vesic, 1977).



▼ FIGURA 9.34 Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste del pilote

$$s_1 = \frac{(0 + 0,67 \times 48650kg) \times 2800cm}{2435cm^2 \times 257000kg/cm^2}$$

$$s_1 = 0,15cm$$

$$s_2 = 0$$

¹⁵ Principios de Ingeniería de Cementaciones, 4ta ed, Braja M. Das, México, 1999, International Thomsom Editors

El asentamiento de un pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por una relación similar a la Ec. (9.63), o

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (9.65)$$

donde p = perímetro del pilote
 L = longitud empotrada del pilote
 I_{ws} = factor de influencia

Note que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (9.65) es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote. El factor de influencia, I_{ws} , tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (9.66)$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{28m}{0,5m}}$$

$$I_{ws} = 4,62$$

$$s_3 = \left(\frac{48650kg}{50cm \times \pi \times 2800cm} \right) \times \frac{50cm}{115kg/cm^2} \times 4,62 \times (1 - 0,4^2)$$

$$s_3 = 0,19cm$$

$$s = 0,15cm + 0,19cm$$

$$s = 0,34cm$$

El valor obtenido es aceptable.

32

2.3.3.2) Ventajas

- El elemento que recibe la subpresión, en este caso, las losas derechas hormigonadas in situ de 100cm de altura, tienen una inercia apropiada, mejorando la propuesta anterior.
- Respecto de la propuesta anterior, las vigas principales tienen un grado de pretensado total, lo que favorece en cuanto al medio en el que se encuentran y los esfuerzos que deben tomar.
- El apoyo intermedio en las vigas prefabricadas pretensadas, materializado por los pilotes, presenta una ventaja considerable en la disminución de los esfuerzos. Dicho apoyo debe garantizar la articulación de la pareja de vigas en ese lugar. Los momentos de un solo signo son favorables para el diseño del pretensado y del propio apoyo con pilotes.
- El apoyo intermedio permite que sólo el 50% de la carga por subpresión se transfiera a la pantalla existente.
- En relación al poco espacio en obra, las vigas podrían hormigonarse “in situ” dado que no se requiere la prefabricación de losetas. El caso contrario sería inviable.

2.3.3.3) Desventajas

- Respecto de la propuesta anterior, el volumen de hormigón y la complejidad de ejecución es mayor.
- El tabique perimetral hormigonado in situ, tiene su complejidad de ejecución, como así también la misma desventaja planteada en la propuesta anterior en cuanto a que su apoyo sobre el marco perimetral de 70x70 no es confiable.
- Las losas entre vigas hormigonadas “in situ” presentan unos conjuntos de dificultades de ejecución, por ejemplo, existe el fenómeno de deslave en la zona de contacto con el agua en la medida que se va vertiendo el hormigón. Además de las dificultades de dicho proceso con la presencia de las armaduras.
- La separación lateral entre vigas principales fue modulada a los fines de que no se presenten interferencias verticales entre pilotes y puntales horizontales superiores. Debido a ello, tres líneas de vigas presentan una interferencia vertical con dichos puntales, lo que dificulta su descenso.
- El apoyo intermedio presenta varios inconvenientes:
 - El zuncho hormigonado in situ tiene su complejidad de ejecución. Está muy comprometido al esfuerzo de corte, y trabaja fisurado en sus elementos verticales, lo cual no es recomendable por el medio en el que se encuentran. No se puede garantizar una articulación que permita la libre deformación de las vigas.
 - Se estimó una deformación de $3,4mm$ que a primera vista parece aceptable, sin embargo existe una incertidumbre sobre su valor que debería resolverse realizando pruebas de carga vs deformación “in situ”. Esto es de gran importancia, dado las deformaciones excesivas tornarían inviable la solución.
- Se requiere la utilización de equipos más sofisticados lo que incrementa el costo y complejidad de la obra en relación a la primera propuesta.

PROPUESTA Nº 3 (NO ES UNA BUENA SOLUCIÓN)

2.3.4) PROPUESTA Nº 4¹⁶

"ESTRUCTURA CON ELEMENTOS PREMOLDEADOS POSTESADOS Y ANCLADOS AL SUELO"

2.3.4.1) Consideraciones del diseño

a) Debido a que se pretende un diseño estructural con elementos premoldeados tanto transversales como longitudinales, es necesario que el fondo de la excavación sea nivelado con una capa de piedra. Sobre la misma se colocaría una membrana impermeable y sobre ésta otra capa de piedra que pueda ser inyectada con cemento, después de implantada la estructura, a los fines de sellar cualquier junta que permita el ingreso de agua.



fig. 2.28 – Interfaz entre el suelo del fondo de la excavación y la estructura

b) La estructura de fondo que se diseña se conforma por una serie de vigas postesadas longitudinales prefabricadas de 11m de longitud, dispuestas según el lado corto del recinto, vinculadas al terreno por medio de anclajes profundos postesados. Estas vigas, dispuestas con una modulación de 4.22m (2.10m en correspondencia con las zonas de borde), soportan principalmente la carga de subpresión y la transmiten al terreno mediante los mencionados anclajes. Dicha modulación se definió considerando que exista la menor interferencia posible entre los arriostramientos y las distintas tareas necesarias, por ejemplo, al realizar las perforaciones para los anclajes desde el nivel +100,40.

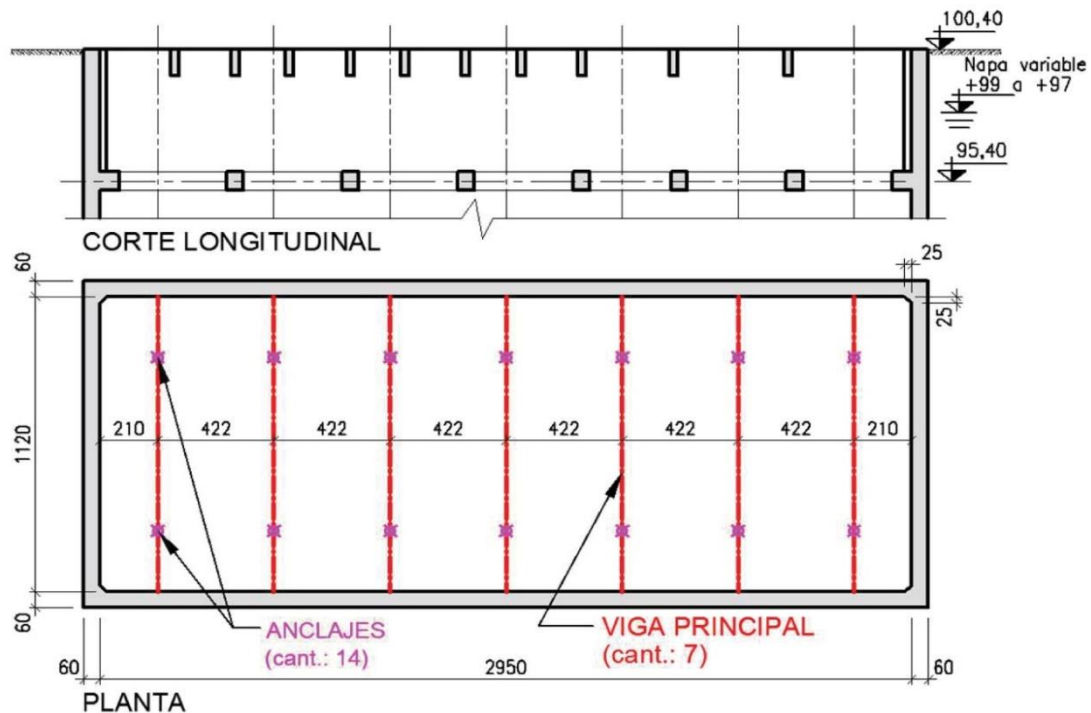


fig. 2.29 – Propuesta Nº 4: Posición vigas principales y anclajes activos postesados

¹⁶ Carranza, Carlos A. Estructura prefabricada y postesada implantada bajo agua. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014.

Entre cada una de las vigas, se disponen elementos premoldeados en forma de "U", según el esquema de la figura siguiente. Estos elementos reciben la carga de subpresión y la transmiten a las vigas a través de las ménsulas cortas que poseen estas últimas.

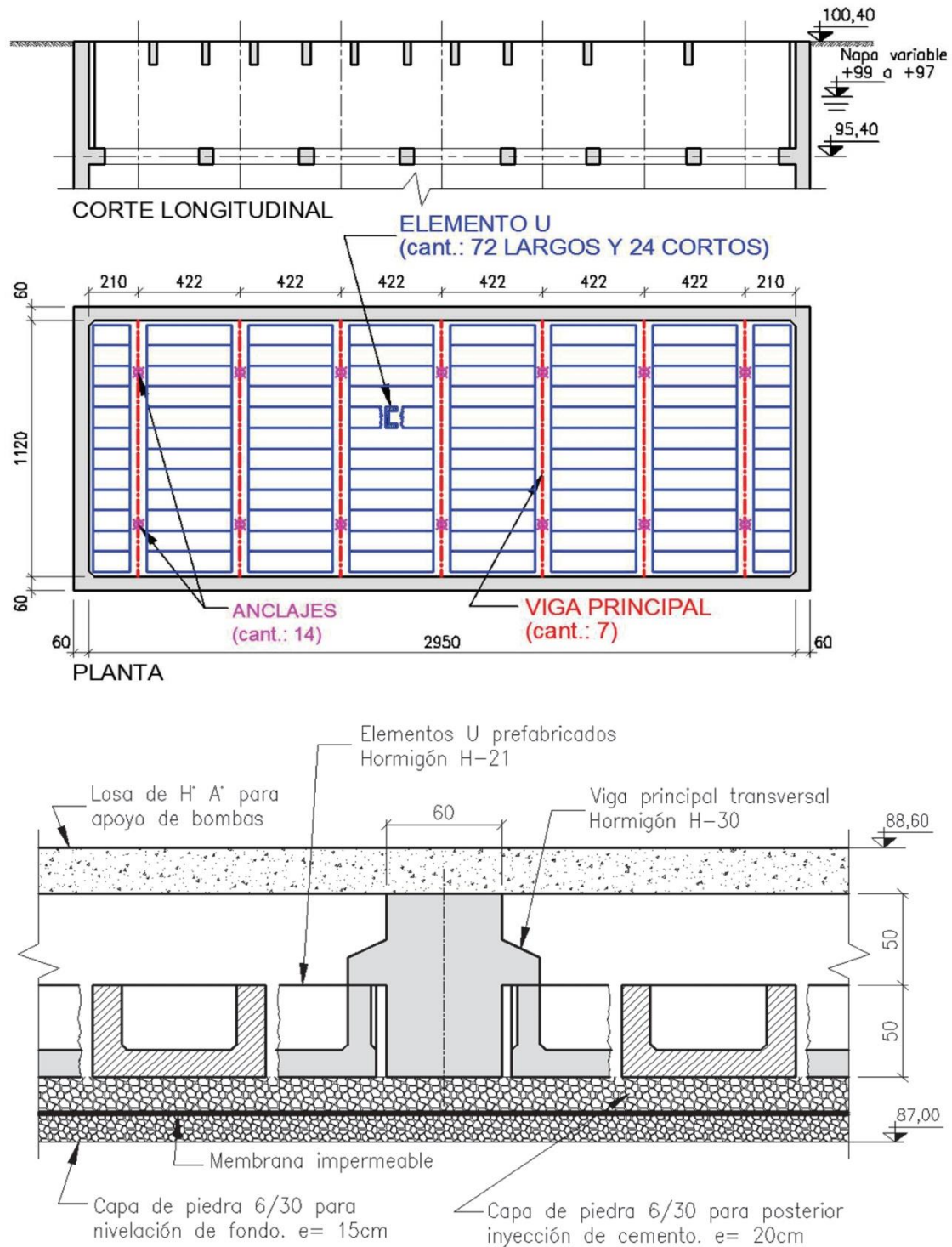


fig. 2.30 – Propuesta N° 4: Vigas secundarias de hormigón armado de sección "U"

c) Los elementos “U”:

La luz de flexión, que transmite la compensación de la precompresión con la subpresión, queda definida por la distancia entre vigas principales. Los elementos “U” trabajan como elementos isostáticos elásticos biapoyados.

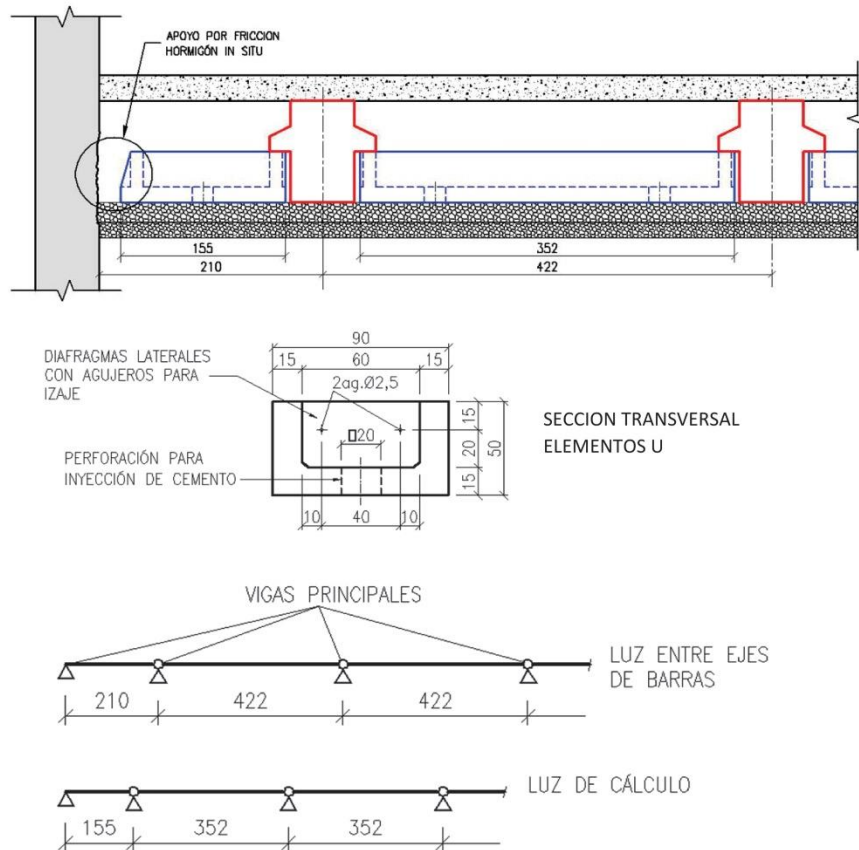


fig. 2.31 – Detalle de elementos “U”

Sólo los elementos “U” de 155cm de longitud tienen un apoyo sobre la estructura existente. Dicho apoyo debe materializarse mediante la ejecución de una cuna de fricción, hormigonada “in situ”, previo picado de las paredes existentes.

Los puntos de izaje se encuentren en los diafragmas y no en las paredes laterales de los elementos “U” dado que estos quedarán en contacto una vez ubicado en su posición final.

d) Las vigas principales:

Éstas trabajan como elementos isostáticos elásticos bi-apoyado en los anclajes activos de tracción al suelo. Los anclajes están dispuestos simétricamente de manera que los momentos de voladizos sean aproximadamente iguales al momento de tramo.

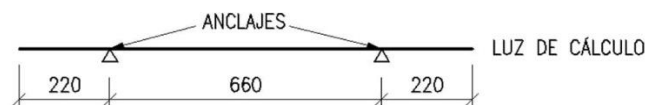


fig. 2.32 – Viga principal, modelo de cálculo

Para el enhebrado y anclaje de los tensores de anclajes, se dejan perforaciones en las vigas, cuyas medidas corresponderán a la cantidad y tipo de tensores a colocar, como así también a la tecnología de tesado a utilizar.

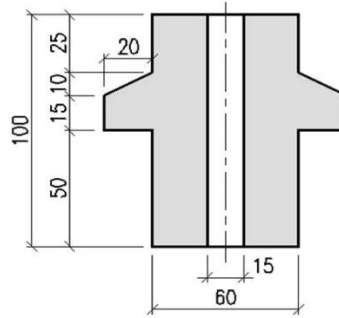


fig. 2.33 – Viga principal, perforación para anclaje

Considerando una carga de 38tn/m , la cual resulta de restar a la subpresión el peso propio aproximado de toda la estructura, se obtienen los diagramas de esfuerzos que muestra el gráfico.

Respecto de la propuesta N°3, los momentos flectores máximos son de doble signo, pero alrededor de un 25% menores. El corte máximo se incrementa, respecto de la alternativa anterior, en un 15%.

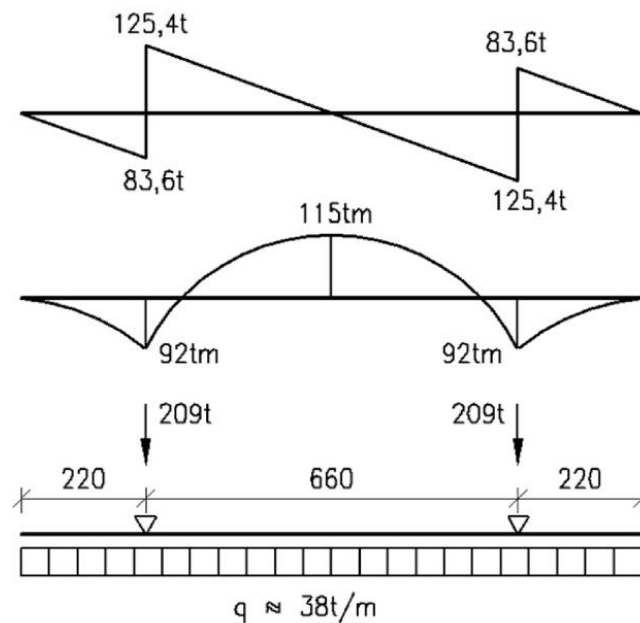


fig. 2.34 – Viga principal, solicitaciones

e) Los anclajes activos de tracción al suelo:

Los anclajes activos de tracción al suelo constituyen los vínculos del conjunto estructural. Serán los encargados de transmitir las solicitaciones de la estructura al suelo, para lo cual se pretensan los tensores de acero de alta resistencia pre-comprimiendo el suelo.

“Estos son elementos estructurales que transmiten esfuerzos de tracción al terreno. Son elementos lineales, cuya sección transversal es muy pequeña en comparación con su longitud. Dicha longitud se divide en dos partes: la longitud de “bulbo”, inyectada, a lo largo de la cual transfiere la carga de tracción al terreno circundante; y la longitud “libre” (ó traza viva), llamada así porque ella, el tendón, puede deformarse libremente sin transferir ninguna carga al suelo.

Por la forma de actuación, estos anclajes son activos, puesto que una vez instalados, se tesan hasta una cierta carga admisible, comprimiendo la parte del terreno localizada entre la cabeza y el bulbo inyectado.”¹⁷ Para realizar la operación de tesado, sólo es necesario que el

¹⁷ Franco, Juan Manuel. Estructura de fondo afianzada por anclajes activos. Proyecto de Tesis de Especialización. Especialización en Ingeniería Estructural U.N.R. Año 2014.

bulbo haya sido inyectado previamente, sin que lo esté la longitud libre, esto hace que esta última no interactúe con el suelo y sólo lo haga el bulbo.

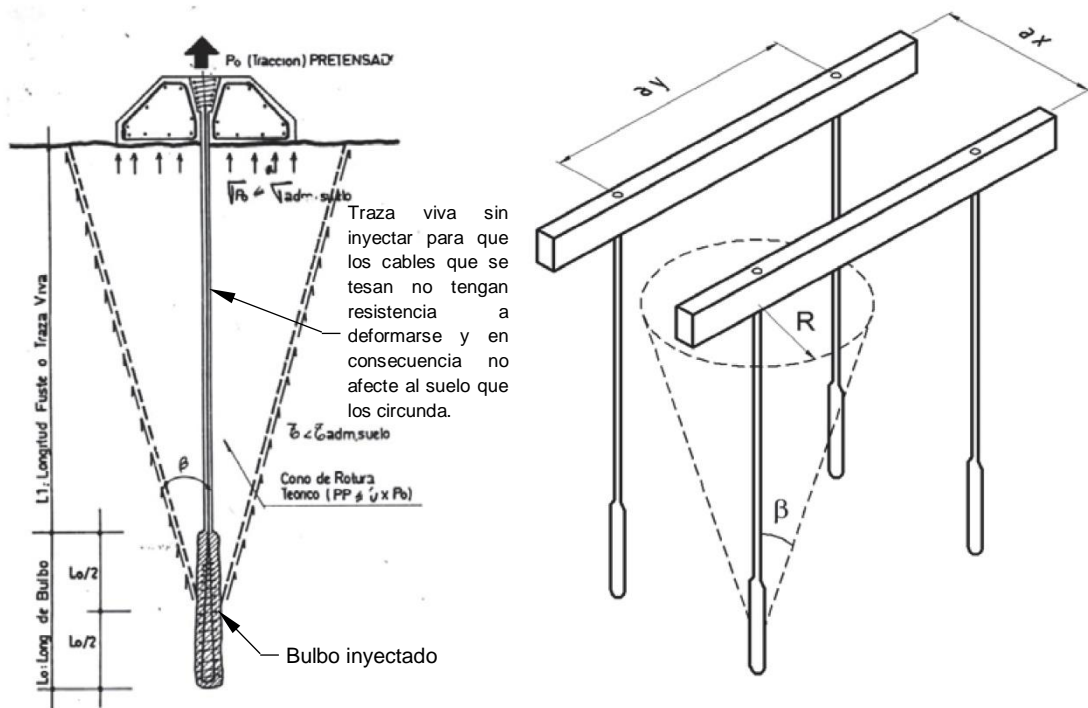


fig. 2.35 – Anclajes activos

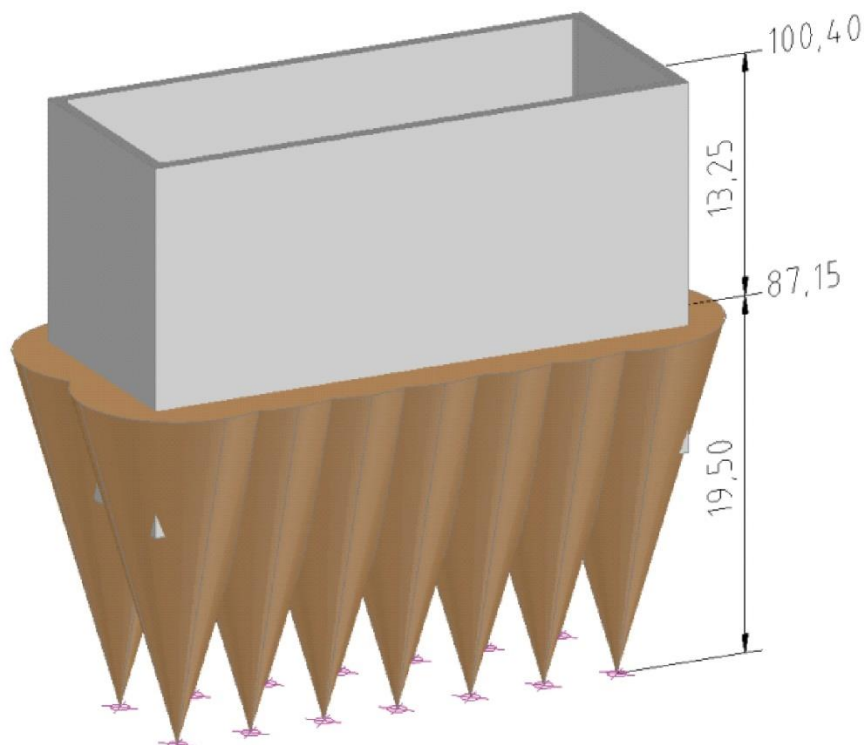


fig. 2.36 – Suelo que se resiste a la movilización del recinto producto de la subpresión

La subpresión se genera cuando el interior del recinto está vacío, reaccionando contra la estructura de fondo y generando la descompresión del suelo, y prácticamente sin incrementar la tensión previa de los tensores.

Pre-dimensionando los tensores de anclaje con una tensión inicial igual a 209t se deduce que:

$$\text{Diam. Cordón} = 12,7\text{mm} : 209\text{t} / (18,4\text{t} \times 0,75) \gg 16 \text{ cordones de } 12,7 \text{ mm}$$

$$\text{Diam. Cordón} = 15,2\text{mm} : 209\text{t} / (26,1\text{t} \times 0,75) \gg 11 \text{ cordones de } 15,2 \text{ mm}$$

La longitud total del anclaje, traza viva (ó long. del fuste ó longitud libre), más la longitud del bulbo, es factible y del orden de los 20m. El \varnothing de la perforación para la traza viva sería del orden de los 25 a 30 cm y de 50 a 55 cm para el bulbo.

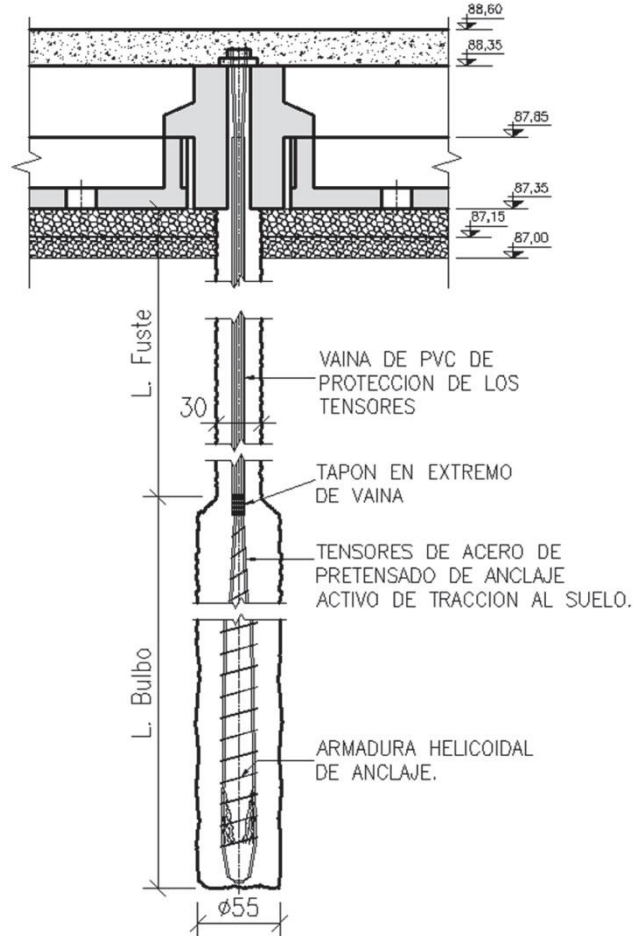


fig. 2.37 – Viga principal, anclaje activo

f) Con el fin de incrementar el peso propio de la estructura para contrarrestar la subpresión, se coloca dentro y sobre los elementos “U” una capa de piedra hasta el nivel superior de las vigas principales. Por último se prevé la ejecución de una losa de hormigón de terminación y nivelación.

2.3.4.2) Ventajas

- Los elementos encargados de recibir la subpresión (en este caso los elementos “U”) son premoldeados, con un volumen de hormigón mucho menor que la propuesta anterior y sin tener que realizar tareas de hormigonado bajo agua para tal fin.
- Igual que en la propuesta anterior, las vigas principales tienen un grado de pretensado total, lo que constituye un beneficio.
- Los apoyos intermedios de las vigas principales, materializados por los ANCLAJES ACTIVOS, representan una ventaja considerable, ya que al ser pretensados con la fuerza requerida y generar una precompresión del suelo, no necesitan deformarse después de vaciado el recinto para generar la reacción esperada. Además mejora la propuesta anterior dado que la puesta en carga el anclaje es una prueba de carga en sí mismo ya que se puede comprobar en obra lo proyectado.

- Es prácticamente despreciable la carga de subpresión que se transfiere a la pantalla existente. Sólo los elementos “U” cortos apoyan de un lado contra las pantallas. Esto es una gran mejora respecto a las propuestas anteriores donde se transmitía el 100% de la carga (siempre descontando, por supuesto, el peso propio) y en el mejor de los casos, propuesta N°3, el 50%.
- No es necesario hormigonar columnas, ni tabiques, que necesiten utilizar la pantalla existente como medio de apoyo, sólo lo mencionado en el punto anterior. Esto es importante, ya que se desconoce la calidad del hormigón, el diámetro y disposición de armaduras, lo que condiciona ampliamente el conocimiento de la capacidad de tomar carga de los elementos construidos.

2.3.4.3) Desventajas

- El volumen de piedra es sustancialmente mayor que en la propuesta anterior
- Para realizar la viga de fricción o cuna de fricción necesaria como apoyo de los elementos “U” cortos, se debe garantizar que la superficie del recinto, en dicho lugar, esté lo suficientemente limpia y áspera (picado) para que se genere dicho apoyo. Esto puede lograrse sólo con el trabajo de buzos que deben realizar dicha tarea en un medio con una visibilidad prácticamente nula.
- Igual que en la segunda propuesta la longitud de las vigas principales es mayor a la longitud superior del recinto. Estas deben descenderse inclinadas y luego vuelta a horizontalizar (el inconveniente tiene una solución factible).
- Teniendo en cuenta el poco espacio en la obra la prefabricación de las vigas y elementos “U” no podrá realizarse en el lugar, lo cual implica un costo adicional de transporte. Además de requerir mayor planificación de la cantidad a transportar por la escasa capacidad de almacenamiento de elementos prefabricados en obra.
- El nivel de complejidad de las tareas y cálculos es superior a las propuestas anteriores, lo que incrementa notablemente los puntos de control requeridos.

PROPUESTA N° 4 (ES UNA BUENA SOLUCIÓN)

2.4) Cuadro comparativo de propuestas

A continuación se muestra un cuadro comparativo donde se expondrán los aspectos favorables esperables para la propuesta ideal, los que estén marcados con rojo no lo cumplirán y las marcadas con verde si lo harán.

Aspecto a Comparar	Propuesta N°			
	1	2	3	4
	Tapón de Hormigón + Pantalla	Premoldeados de HºAº+Pantalla	Vigas Hº Postesado + Pantalla + Pilotes	Vigas Hº Postesado + Anclajes Activos
Simplicidad de proyecto y cálculo			X	X
Simplicidad de ejecución y control		X	X	X
Mínimo espacio requerido en obra		X		X
Bajo volúmen de excavación	X			
Bajo volúmen de hormigón	X			
Baja incertidumbre de falla	X	X	X	
Bajo riesgo de filtraciones	X	X	X	
Costo relativo de obra			X	X

fig. 2.38 – Tabla comparativa de propuestas

En función de los puntos anteriores y del cuadro comparativo, se adopta la propuesta N°4, si bien no es la más simple de ejecutar ni proyectar, ni la menos costosa, brinda una mayor certidumbre de funcionamiento y menor riesgo de falla, lo que incluye, por ejemplo, el riesgo de que durante la construcción colapse el muro pantalla, como sucede en el caso N°1.

3) PROCESO CONSTRUCTIVO

3) PROCESO CONSTRUCTIVO

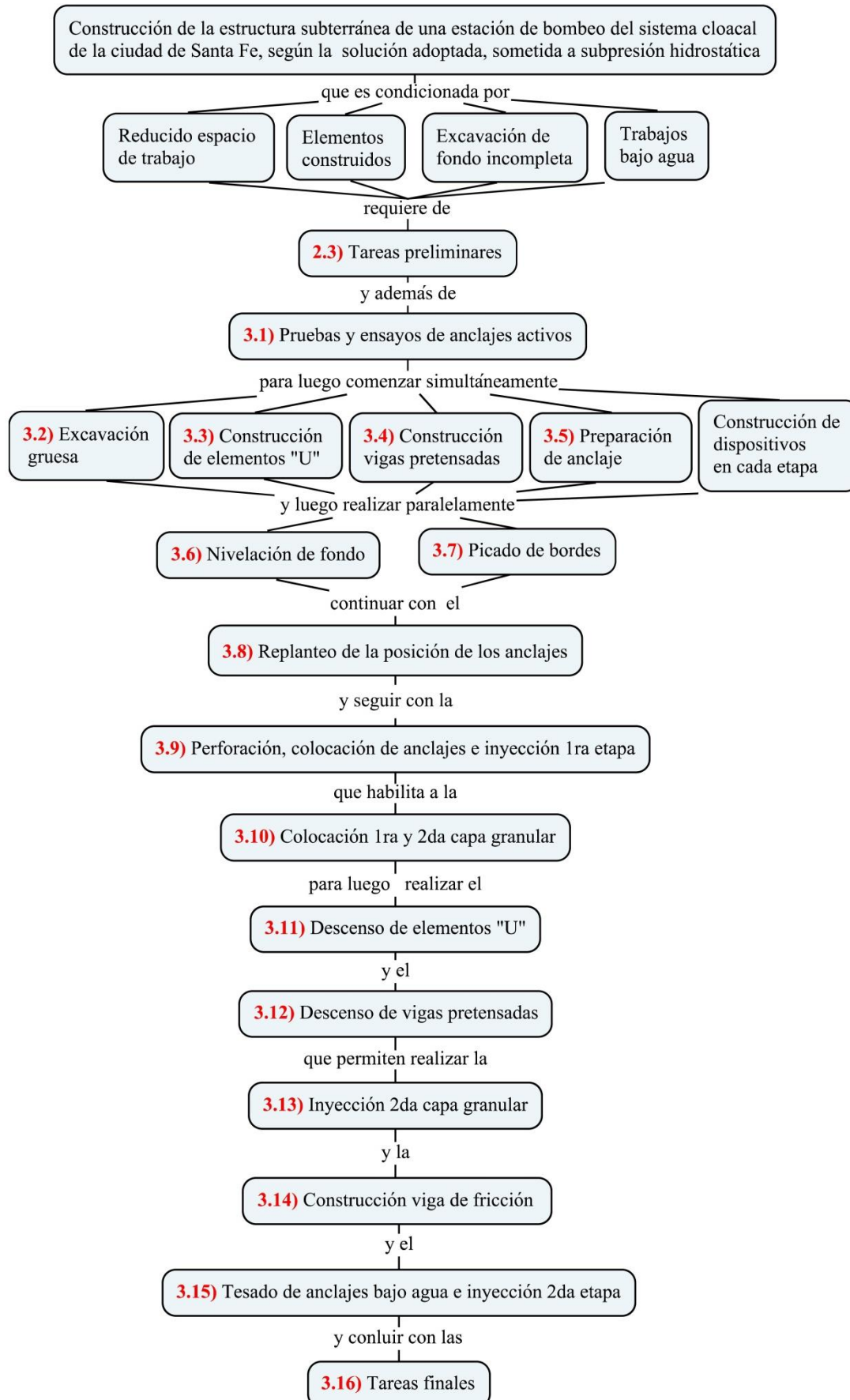


fig. 3.1 – Esquema conceptual del proceso constructivo necesario para la solución adoptada

3.1) Pruebas y ensayos de anclajes activos

Para asegurar los resultados del cálculo de los anclajes activos es conveniente verificarlos mediante ensayos. Estos se justifican fundamentalmente dado que no será posible ningún procedimiento alternativo para subsanar la diferencia de capacidad que potencialmente podría ocurrir. Como procedimiento alternativo se podría, por ejemplo, agregar más anclajes y el que ya se realizó considerarlo con una menor capacidad, pero como el anclaje sólo puede estar ubicado en una posición específica, esto es inviable.

“Tipología

Se consideran fundamentalmente tres tipos de ensayos para los anclajes:

- Ensayos de investigación.*
- Ensayos de adecuación o idoneidad.*
- Ensayos de aceptación.*

*Los ensayos de **investigación** tienen por objeto determinar, antes de ejecutar los anclajes de la obra, los siguientes aspectos:*

- a) La resistencia del bulbo del anclaje en la interfaz lechada-terreno.*
- b) La carga de deslizamiento del anclaje.*
- c) La curva de deformación del anclaje bajo diferentes cargas, hasta rotura.*
- d) Las pérdidas de tensión del anclaje bajo carga de servicio.*
- e) La longitud libre aparente.*

*Los ensayos de **adecuación**, idoneidad o control, deberán realizarse una vez interpretados los de investigación, sobre anclajes ejecutados con las mismas condiciones que los de las obras, ya que tienen por objeto confirmar:*

- a) La capacidad del tirante frente a una tracción o carga de prueba.*
- b) La curva de deformación del anclaje bajo diferentes cargas, hasta la de prueba.*
- c) Las pérdidas de tensión del anclaje hasta la carga de prueba.*
- d) La longitud libre aparente.*

*Finalmente los ensayos de **aceptación** o de recepción tienen por objeto confirmar para cada anclaje:*

- a) La capacidad del tirante frente a la tracción o carga de prueba.”¹⁸*

“b) La pérdida de tensión bajo carga de servicio.

¹⁸ Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección General de Carreteras. 2a edición - Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2004.

c) *La longitud libre equivalente.*

*Las medidas de los alargamientos se efectuarán respecto a una base fija, suficientemente alejada del punto en cuestión, para los ensayos de **investigación** y **adecuación**.*

*En los ensayos de **aceptación** bastará con medir el desplazamiento del émbolo del gato de tesado.*

*En los ensayos de **investigación** y **adecuación** el equipo de medida tendrá una sensibilidad mínima de 0,01 mm y la precisión de las medidas será de al menos 0,05 mm.*

*En los ensayos de **aceptación** bastará con una precisión en las medidas de 0,5 mm.*

La precisión de las medidas de tracción será de al menos el 2% de la tensión máxima aplicada en cada ensayo. Los equipos de medida tendrán una sensibilidad mínima del 0,5% de la tensión de prueba.

La tensión de referencia, será el 10% de la tensión de prueba.

3.1.1) *Ensayo de Investigación*

Los ensayos de investigación, o de comprobación de diseño, se realizarán previamente a la ejecución de los anclajes. Tienen por objeto obtener al menos los siguientes valores:

- a) La resistencia del bulbo del anclaje en la interfaz lechada-terreno*
- b) La carga de deslizamiento del anclaje.*
- c) La curva de deformación del anclaje bajo diferentes cargas, hasta rotura.*
- d) Las pérdidas de tensión del anclaje bajo carga de servicio.*
- e) La longitud libre aparente*

Es conveniente efectuarlos en terrenos no ensayados o con cargas más elevadas de las habitualmente usadas.

Como generalmente los anclajes son sometidos en este tipo de ensayos a cargas mayores que las de servicio, conviene aumentar la capacidad de los tirantes. El resto de los elementos serán idénticos al resto de los anclajes. Si no es posible aumentar la capacidad del tirante, se podrá reducir la longitud de bulbo para lograr el arrancamiento (en estos casos no hay que esperar un aumento proporcional de la capacidad).

Si se aumenta el diámetro los resultados no son extrapolables a los anclajes en servicio.

El ensayo se llevará a cabo hasta la carga de rotura por arrancamiento del bulbo, o hasta una presión de prueba definida en la norma de ensayo.”¹⁹

Este ensayo se realizará en una zona cercana a lo ya construido donde no existan evidencias de alteraciones del terreno producto del sifonaje.

¹⁹ Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección General de Carreteras. 2a edición - Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2004.

Sería conveniente realizar el ensayo en condiciones similares a las del proyecto, las cuales son difíciles de reproducir, lo que lleva a considerar otra alternativa. La dificultad se encuentra en que el punto de anclaje se encontraría sumergido en agua a una profundidad de 12m. Para evitar este hecho podría realizarse el ensayo con el anclaje a nivel de terreno natural, con la diferencia que la longitud del tensor será mucho mayor, deberán agregarse 12m. Esto obligará a ajustar los resultados, ya que la diferencia sólo estará en la elongación de los cables por su mayor longitud. Dado que la deformación propia de los cables es elástica, aplicando la ley de Hooke puede deducirse cuánta deformación adicional existe y así restarla para obtener la esperable en los anclajes finales.

3.1.2) Ensayo de adecuación

*“Antes de efectuar los ensayos de **adecuación, idoneidad o control**, se deberán evaluar los resultados de los ensayos de **investigación**.*

Estos ensayos deberán realizarse sobre anclajes ejecutados con las mismas condiciones que los de la obra.

Tienen por objeto confirmar:

- a) La capacidad del tirante frente a una tracción o carga de prueba.*
- b) La curva de deformación del anclaje bajo diferentes cargas, hasta la de prueba.*
- c) Las pérdidas de tensión del anclaje hasta la carga de prueba*
- d) La longitud libre aparente.*

Así pues estos ensayos confirmarán si los alargamientos y pérdidas de carga son correctos para las cargas de prueba de los futuros ensayos de aceptación o recepción y permitirán determinar la longitud libre aparente del anclaje.

Se deben realizar al menos 3 ensayos sobre anclajes de las mismas características que los de la obra. Se recomienda un número de ensayos no inferior al 3% del número total de anclajes.”²⁰

Según lo anterior se deberán realizar al menos 3 ensayos o más del 3% del total de anclajes. El 3% de 14 es un ensayo pero el mínimo es 3 sin embargo se adoptarán 4 dado que los anclajes se tesarán alternadamente de a pares que pertenecen a una misma viga. Se tomarán los cuatro primeros tensores que coinciden con las primeras dos vigas. Esto se hará para poder tomar alguna medida correctiva en las cinco vigas restantes.

²⁰ Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección General de Carreteras. 2a edición - Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2004.

3.1.3) Ensayo de aceptación

*“Cada anclaje será sometido a un ensayo de **aceptación** o recepción durante su tesado.*

Los objetivos de estos ensayos son:

- a) Demostrar que la carga de prueba es soportada por el anclaje.*
- b) Determinar la longitud libre aparente de la armadura.*
- c) Asegurar que la carga de bloqueo (carga real) es similar a la carga de proyecto (carga prevista).*
- d) Confirmar las características de fluencia o las pérdidas de tensión bajo carga de servicio.”²¹*

Este procedimiento se realizará para cada uno de los 14 puntos de anclaje.

²¹ *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección General de Carreteras. 2a edición - Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2004.*

3.2) Excavación gruesa

La primera tarea a ejecutar dentro del recinto será la excavación gruesa desde la cota +91 hasta alcanzar la cota +87 (aprox. 4m).

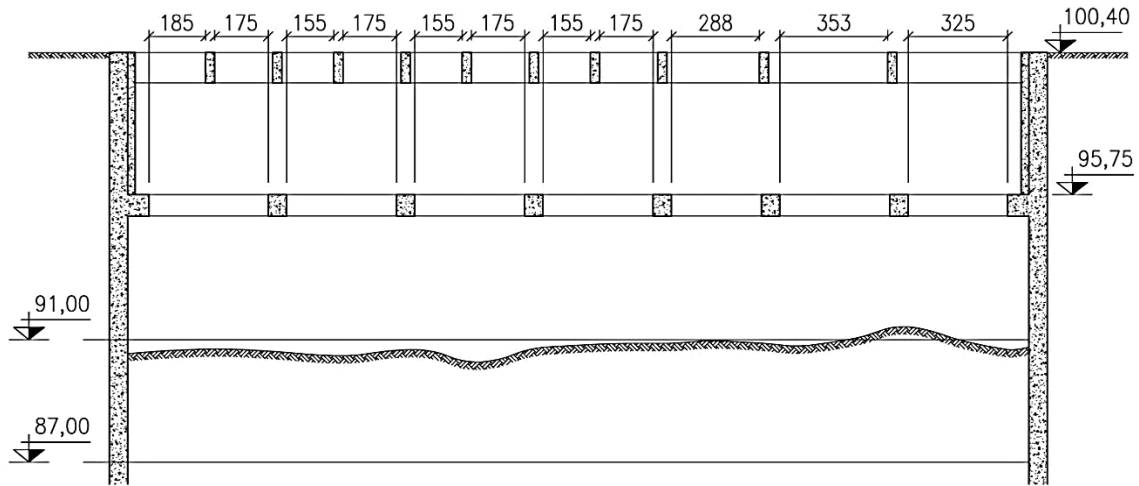


fig. 3.2 – Excavación gruesa, niveles y espacio disponible para descenso de cuchara

Si consideramos para realizar el trabajo, por ejemplo, una Excavadora Hidráulica 390F L, de marca Caterpillar, la cual es una de las de mayor tamaño que se fabrican, se podrá observar en la siguiente figura que no es posible extraer más que una parte del suelo.

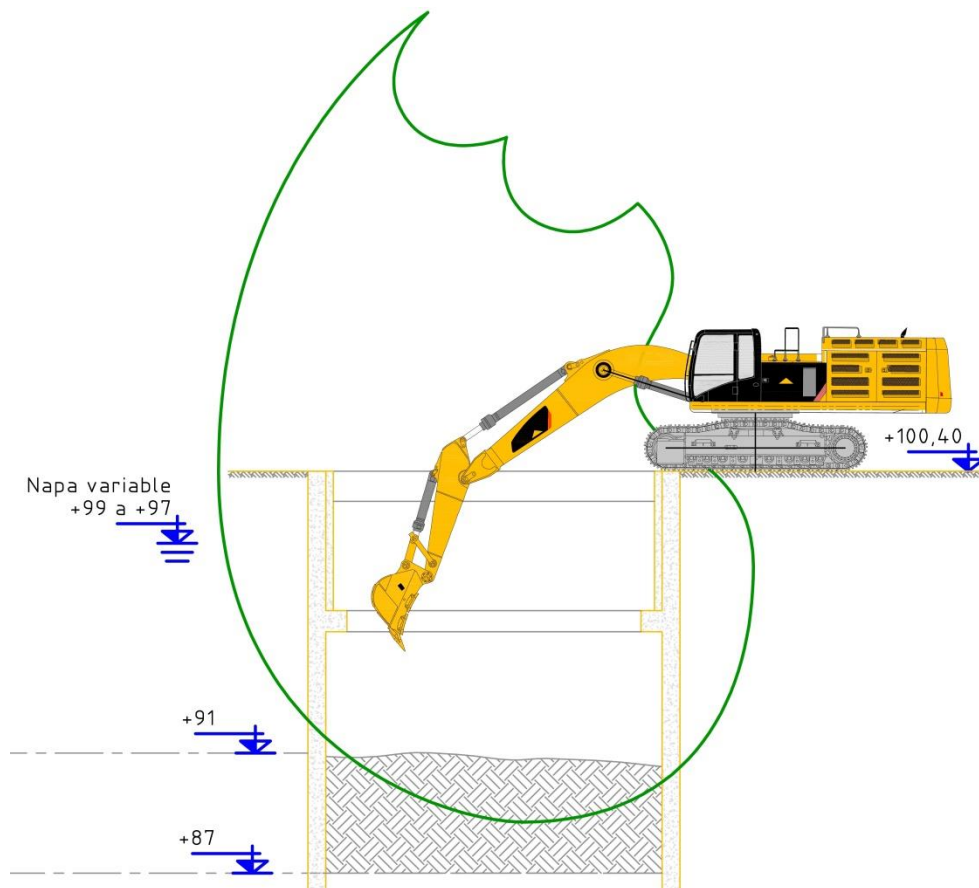
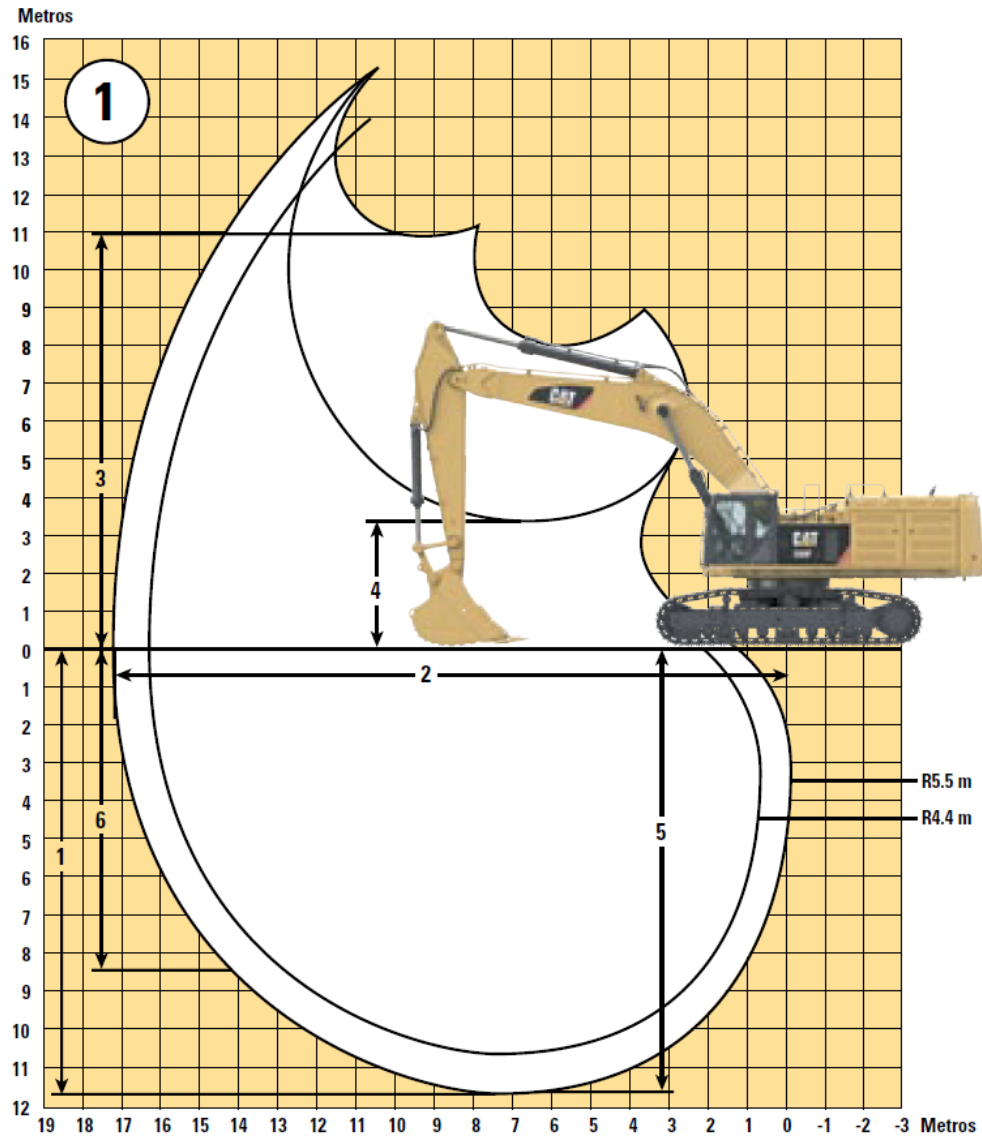


fig. 3.3 – Radios de acción Excavadora



1

**Pluma de alcance
10,0 m**

Opciones de balancín		R5.5 m	R4.4 m
1 Profundidad máxima de excavación	mm	11 800	10 700
2 Alcance máximo a nivel del suelo	mm	17 250	16 230
3 Altura máxima de carga	mm	10 960	10 530
4 Altura mínima de carga	mm	3320	4420
5 Profundidad máxima de corte para obtener una excavación horizontal de 2240 mm	mm	11 700	10 590
6 Profundidad máxima de excavación en un frente vertical	mm	8380	7380
Fuerza de excavación del cucharón (ISO)	kN	364,8	363,3
Fuerza de excavación del balancín (ISO)	kN	235,9	276,0
Tipo de cucharón		GD	GD
Capacidad del cucharón	m³	3,9	3,9
Radio de la punta del cucharón	mm	2424	2424

fig. 3.4 – Extracto del catálogo de Excavadora Hidráulica 390F L marca Caterpillar

Una alternativa a la excavadora dada la presencia de material sumergido, es la aplicación del método de dragado.

Una obra de dragado se define como el conjunto de operaciones necesarias para la extracción, el transporte y el vertido de materiales situados bajo el agua, ya sea en el medio marino, fluvial o lacustre. En el caso en estudio, donde no se requiere gran producción sino mayor maniobrabilidad para sortear los obstáculos que representan las vigas de arriostramiento, parece recomendable la utilización de dragas de cuchara. Constan de una grúa que acciona una cuchara de valvas encargada de efectuar la excavación.

Dadas las malas condiciones del terreno que rodea el recinto, la grúa debería estar montada sobre orugas en vez de ruedas. Otra característica con la que deberá contar la grúa es la de permitir la caída libre de la cuchara.

En la elección de la cuchara se debe maximizar la capacidad contemplando el espacio disponible entre vigas de arriostramiento del recinto. Como se puede observar en la siguiente figura, el máximo ancho disponible en el nivel +100,4 es 1,70 y luego en el nivel +95,65, es 2,90m. Luego de pasar por el primer nivel de vigas, se corrige la posición de la cuchara para que no colisione con el segundo nivel de arriostramientos al momento de ser realizada la caída libre.

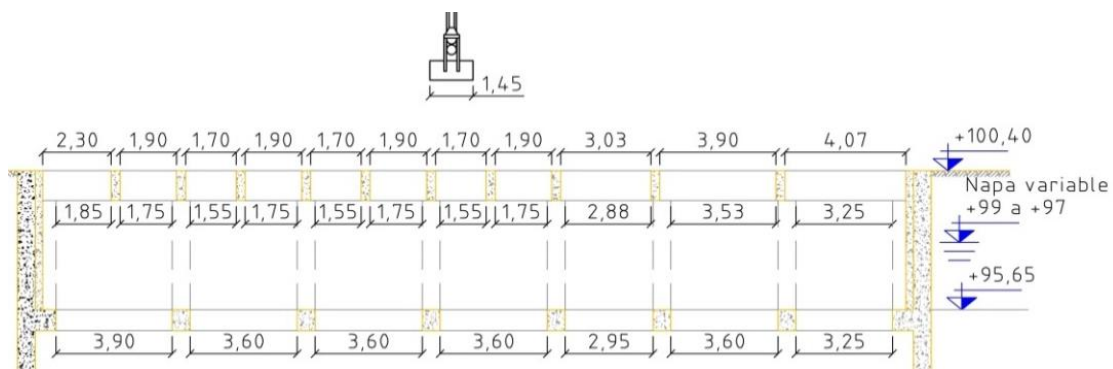


fig. 3.5 – Espacio disponible para excavación gruesa

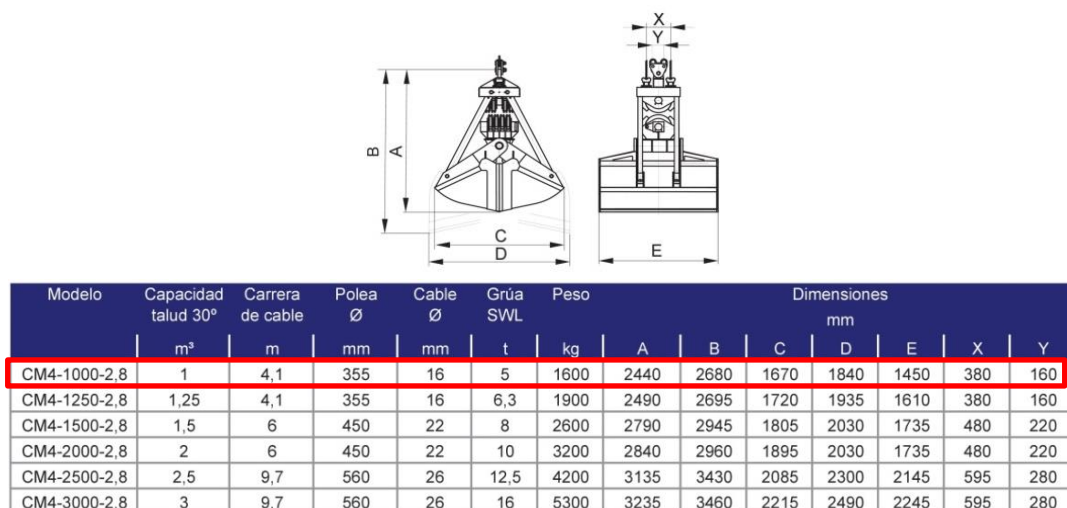


fig. 3.6 – Elección de cuchara, modelo CM4-1000-2,8²²

²² <http://blog.es/productos/cucharas-bivalva-tm2>

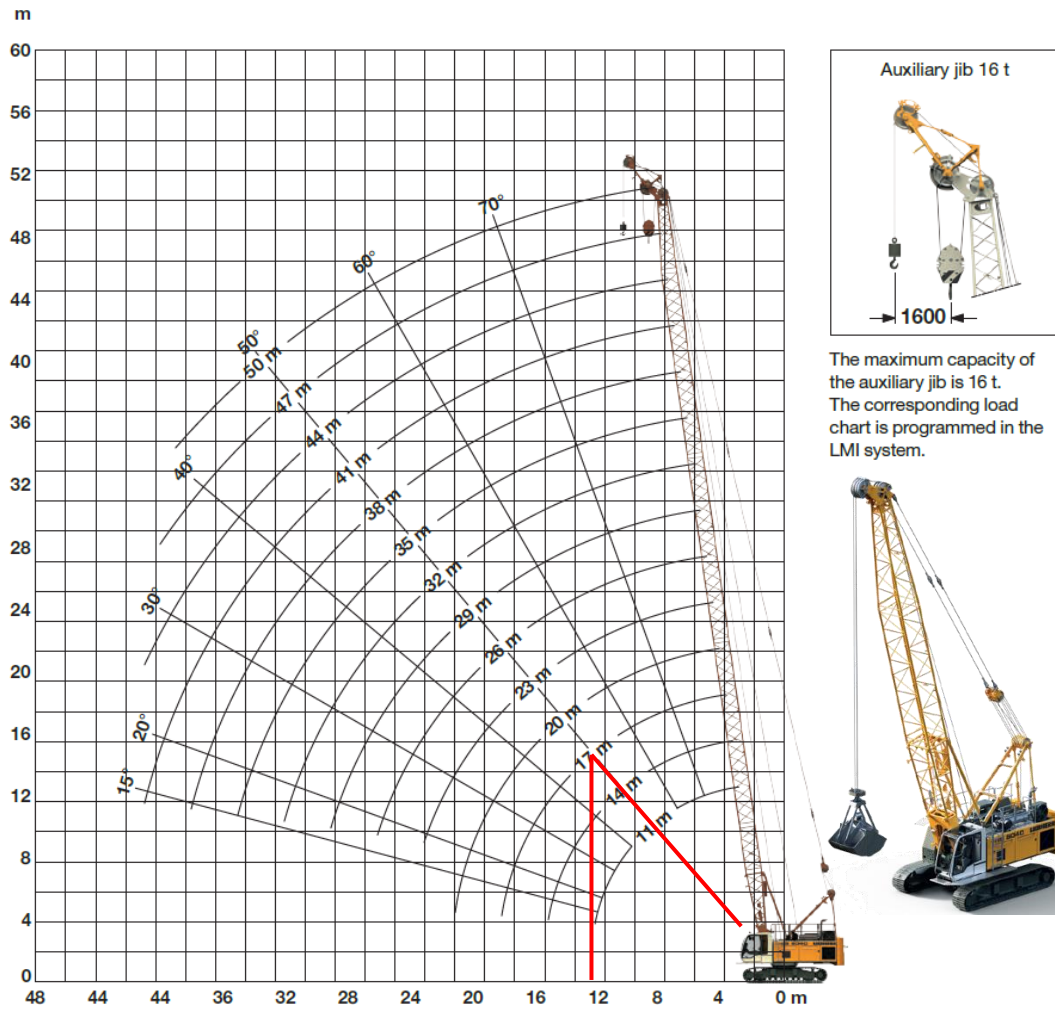
Se selecciona la cuchara, similar a CM4-1000-2,8, marca Blug, que tiene una capacidad máxima de $1m^3$ y requiere una capacidad mínima de grúa de $5tn$.

A continuación se cuantificarán los tiempos que demandan esta tarea en función de la cuchara seleccionada y en un tiempo de reposicionado y de ciclo.

Nivel exc. inicial=	91,00	m	}	4,00	m	Altura a excavar
Nivel exc. final=	87,00	m				
Lado Mayor=	29,50	m	}	330,40	m ²	Superficie en planta
Lado Menor=	11,20	m				
				1321,60	m ³	Volumen aproximado a excavar
Espojamiento=	1,20			1585,92	m ³	Volumen a transportar fuera de obra
Peso Esp. Saturado=	2,30	tn/m ³				
Cap. Camión Volc.=	6	m ³	}	264,32	u	Cantidad de Cargas por capacidad
Cap. Camión Volc.=	12	m ³		132,16	u	
Cantidad de posiciones=	16	u		Posiciones que debe adoptar la grúa para trabajar de frente		
Tiempo reposicionado=	20	min	}	Tiempo de reposicionado grúa total para que siempre trabaje de frente a cada espacio libre entre vigas.		
Tiempo rep. Total=	5,3	hs				
Tiempo de ciclo=	3	min	}	Tiempo necesario de la grúa para: descender cuchara, excavar, elevarlo, rotar la grúa, descargar sobre camión, volver a posicionar la grúa y recomenzar...		
Capacidad de cuchara=	1	m ³				
Ancho cuchara=	1,45	m				
Cantidad de ciclos=	1322	veces		Volumen aproximado a excavar / Capacidad de cuchara		
Tiempo ciclo total=	66,1	hs		Tiempo de ciclo x Cantidad de ciclos		
Horas diarias grúa=	8	hs				
Tiempo total=	71,4	hs		Tiempo rep. Total + Tiempo ciclo total		
Días de trabajo=	8,9	días				

En este punto se realizará la selección de una grúa que por un lado, por las malas condiciones del terreno posea orugas como sistema de movimiento, y por otro tenga el alcance suficiente para cubrir el ancho del recinto. Su capacidad deberá ser como mínimo la exigida para la cuchara, la cual es $5tn$. Por último deberá poder arrojar en caída libre la herramienta suspendida en su gancho principal. Una de las que reúne las anteriores características es la grúa Liebherr modelo HS 8040 HD.

Como puede observarse en las siguientes figuras se tendrá una capacidad de elevación de entre $9,7tn$ a $7,8tn$, que en promedio es $8,75tn$ y supera las $5tn$ de carga máxima de la cuchara. Esto nos deja con un coeficiente seguridad muy aceptable de 1,75.



Capacities in metric tonnes for boom lengths (11 m - 50 m) - with 160 kN winches															
Radius	Boom length (m)														Radius
	11	14	17	20	23	26	29	32	35	38	41	44	47	50	
m	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	m
4	43.5	40.6													4
5	32.5	30.7	29.2	27.7	23.3										5
6	25.8	24.6	23.6	22.6	21.7	20.8	20.0								6
7	20.5	20.5	19.7	18.9	18.3	17.6	17.0	16.4	15.8	15.1					7
8	16.9	16.9	16.9	16.3	15.7	15.2	14.7	14.2	13.7	13.3	12.8	12.4			8
9	14.3	14.3	14.4	14.2	13.8	13.3	12.9	12.4	12.1	11.8	11.4	11.0	10.7		9
10	12.4	12.4	12.4	12.4	12.2	11.8	11.5	11.2	10.8	10.5	10.2	9.8	9.5	9.2	10
12	9.6	9.7	9.7	9.6	9.6	9.6	9.3	9.0	8.8	8.5	8.2	8.0	7.7	7.5	12
14		7.8	7.8	7.8	7.8	7.7	7.7	7.5	7.3	7.1	6.8	6.6	6.4	6.1	14
16			6.5	6.4	6.4	6.4	6.3	6.2	6.2	5.9	5.7	5.5	5.3	5.0	16
18			5.4	5.4	5.4	5.3	5.3	5.2	5.2	5.1	4.8	4.6	4.4	4.2	18
20				4.6	4.6	4.5	4.5	4.4	4.4	4.3	4.1	3.9	3.7	3.5	20
22					4.0	3.9	3.9	3.8	3.7	3.7	3.6	3.4	3.2	3.0	22
24						3.4	3.3	3.3	3.2	3.1	3.1	2.9	2.7	2.5	24
26						2.9	2.9	2.8	2.8	2.7	2.6	2.5	2.3	2.2	26
28							2.5	2.4	2.4	2.3	2.2	2.2	2.0	1.8	28
30								2.1	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	30
32								1.8	1.8	1.7	1.6	1.5	1.5	1.3	32
34									1.5	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	34
36										1.2	1.1	1.1	1.0		36

Above load chart is for reference only. For actual lift duty please refer to load chart in operator's cab or manual.

fig. 3.7 – Elección de la grúa²³

²³ <https://www.liebherr.com/es/arg/productos/manipulaci%C3%B3n/gruas-sobre-cadenas-dragalinas/details/hs8040hd.html>

Durante la tarea de excavación gruesa se deberá ir controlando que no se excave demás, lo que resulta muy dificultoso, dado que visualmente es imposible constatar el avance. Como es de suponer, la propia tarea de excavación bajo agua aumenta la cantidad de material en suspensión lo que resulta en una mayor turbidez.

Para resolver este inconveniente se realizarán simultáneamente dos tareas, primero se replanteará cada una de las posiciones en la que deberá estar la cuchara para poder cubrir la mayor superficie en planta posible del recinto. Las referencias se indicarán en el perímetro y luego con la ayuda de hilos de replanteo se irá posicionando cada punto específico de excavación.

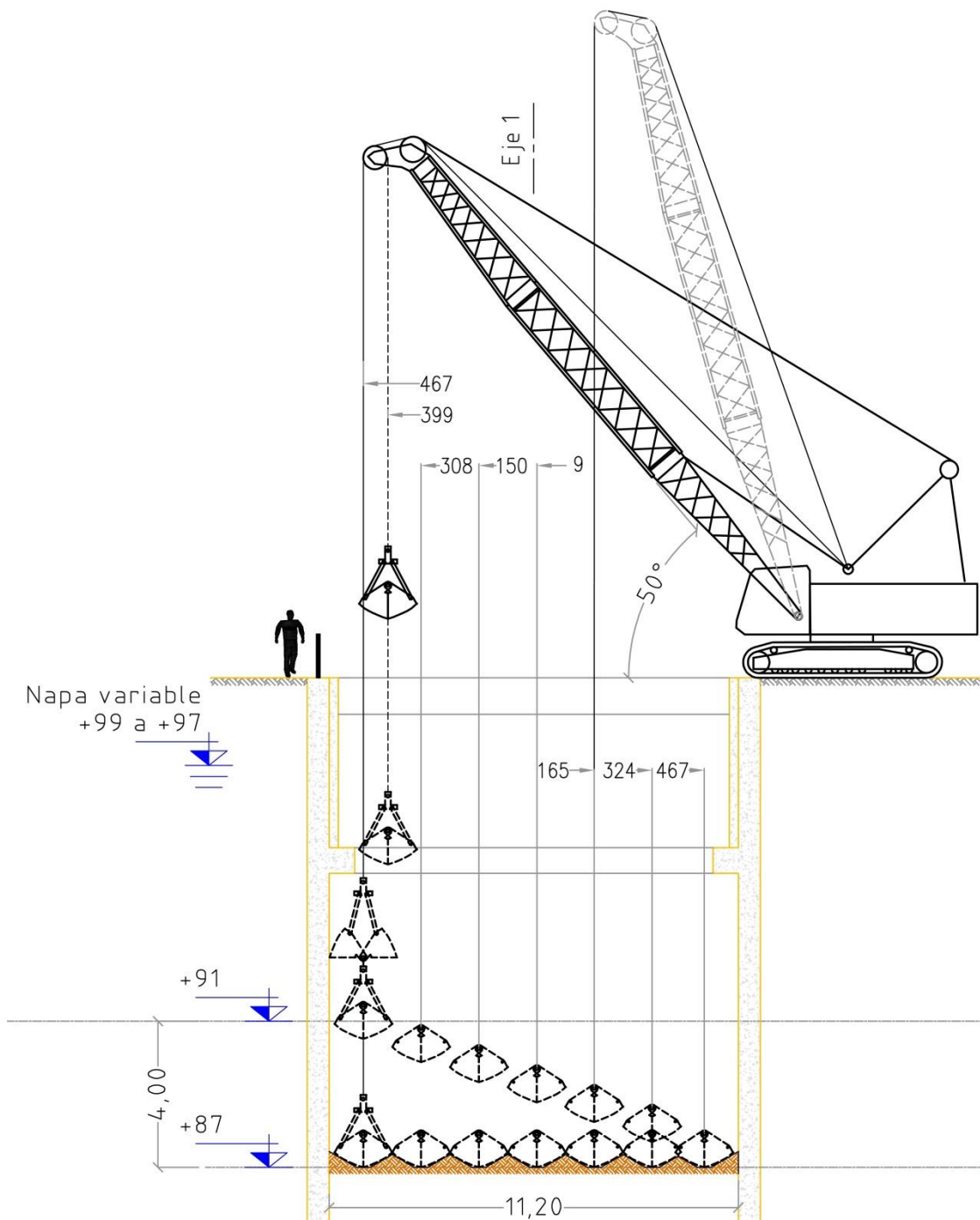


fig. 3.8 – Proceso de excavación gruesa, replanteo según eje 1

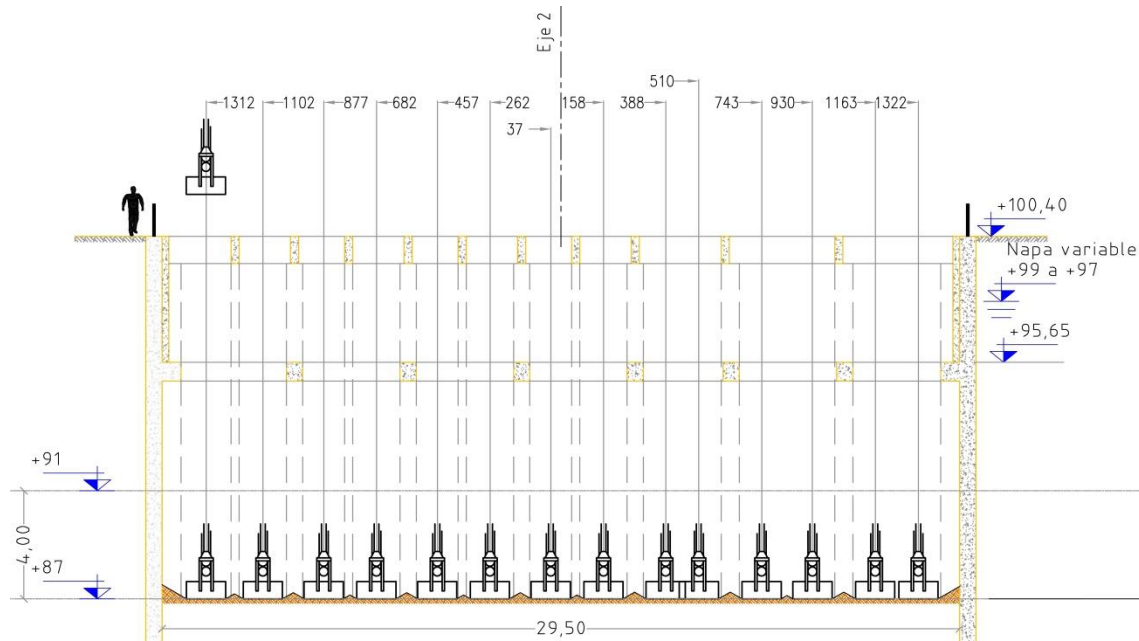


fig. 3.9 – Proceso de excavación gruesa, replanteo según eje 2

La segunda tarea será en profundidad. Para ello se pintará el cable de la grúa una longitud que coincida con la profundidad a excavar.

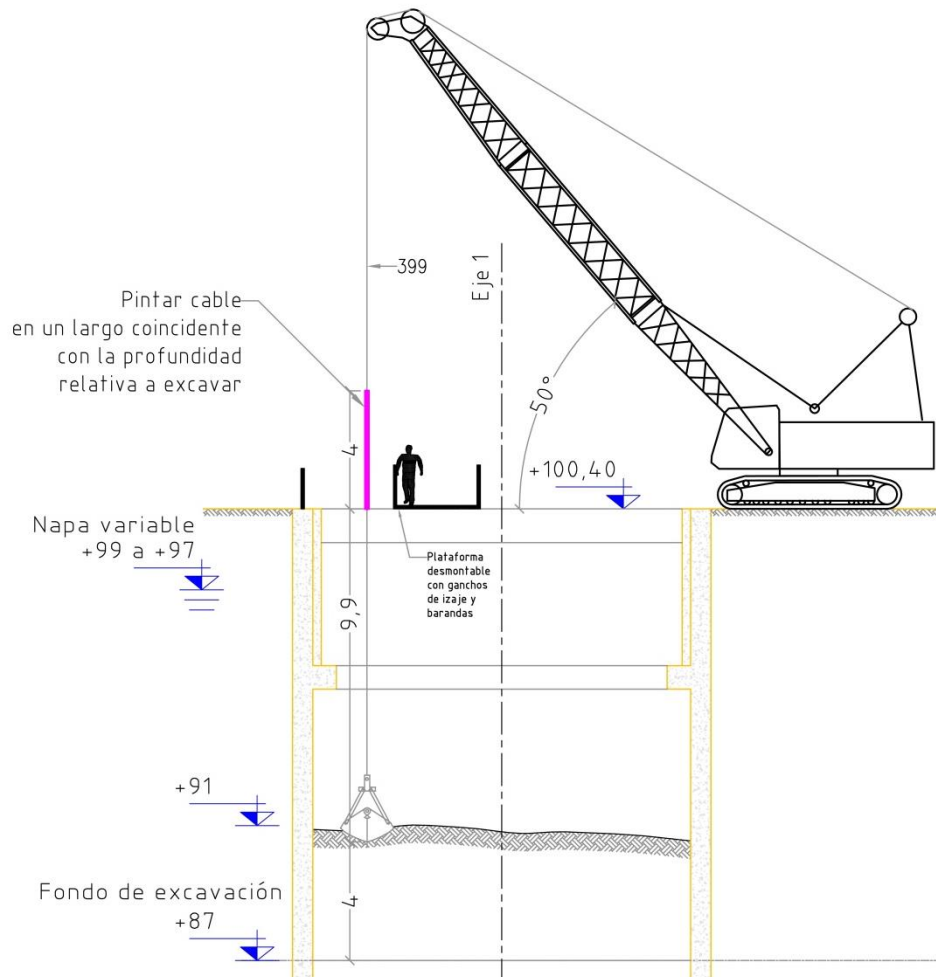


fig. 3.10 – Proceso de excavación gruesa, referencia de profundidad superior

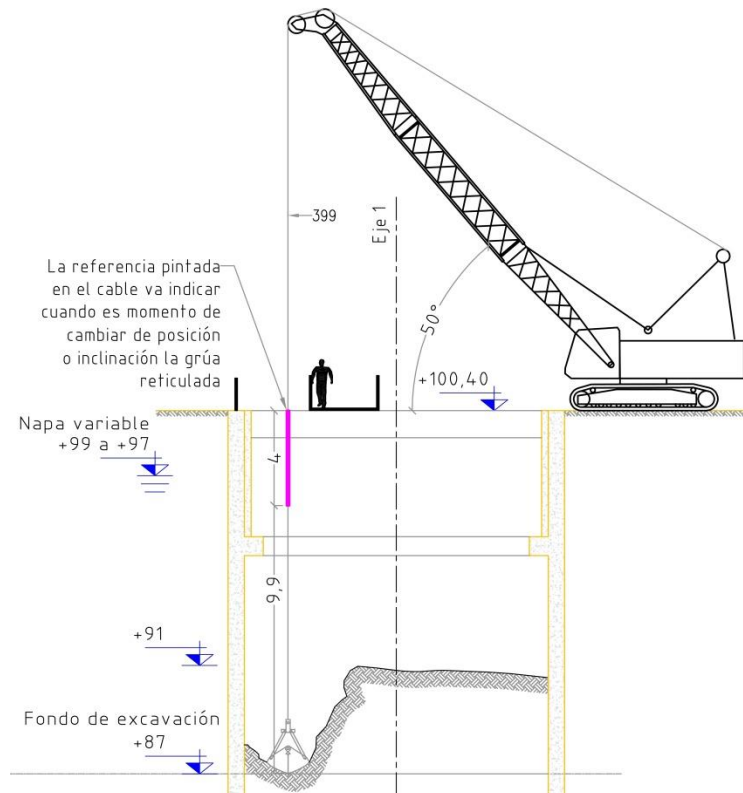


fig. 3.11 – Proceso de excavación gruesa, referencia de profundidad inferior

Luego de cada extracción de la cuchara, el material se depositará directamente en el terreno existente y cuando el volumen sea suficiente para el llenado del camión volcador, se recurrirá a una pala para cargado. Se utilizará un camión de $12m^3$, que una vez completo con el suelo de la excavación será transportado y descargado en una zona lo más cercana posible a la obra para reducir los tiempos y costos de transporte siempre que no produzca ningún impacto ambiental de importancia.

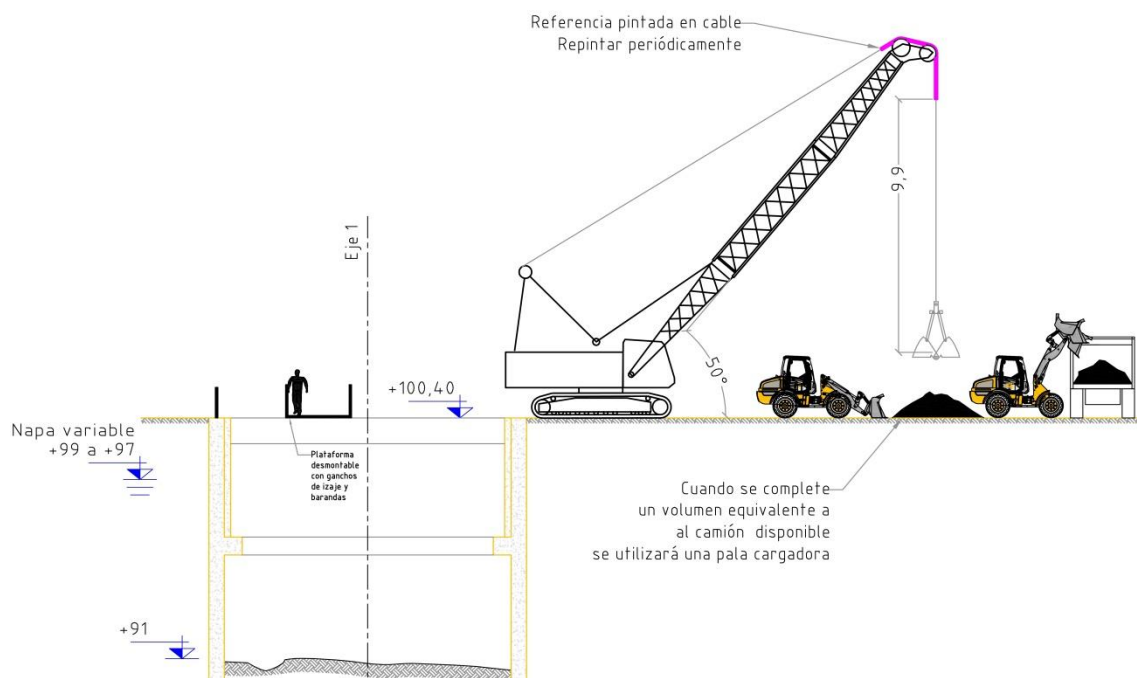


fig. 3.12 – Proceso de excavación gruesa, retiro de material retirado del fondo del recinto

3.3) Construcción de elementos "U"

Los llamados elementos "U", son vigas secundarias cuya función estructural es transferir la carga de subpresión a las vigas pretensadas. No podrán ser prefabricados a pie de obra debido a su gran número, 72u de 3,52m de largo y 24u de 1,45m de largo. Se construirán fuera de la obra y serán llevados a la misma luego de concluida las tareas de colocación de dos capas granulares divididas por una membrana de aislación hidráulica. El momento de comenzar esta tarea coincide con el comienzo de la obra. Su orden de fabricación será, primero 12u de 1,45m, ya que son los primeros en colocarse, luego los 72 de 3,52m y finalmente los 12 de 1,45m restantes.

En el anexo de planos se encuentran los detalles de armadura y calidades de materiales a utilizar. A continuación se muestran las dimensiones generales a considerar para su encofrado, izaje y transporte a obra.

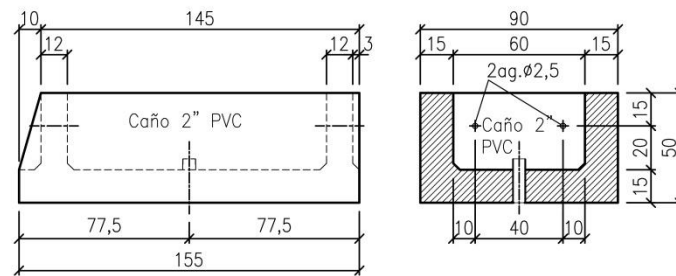


fig. 3.13 – Elemento "U" (U-01 al U-24) - L=1,45m (Cant.: 24) - Peso 1tn c/u

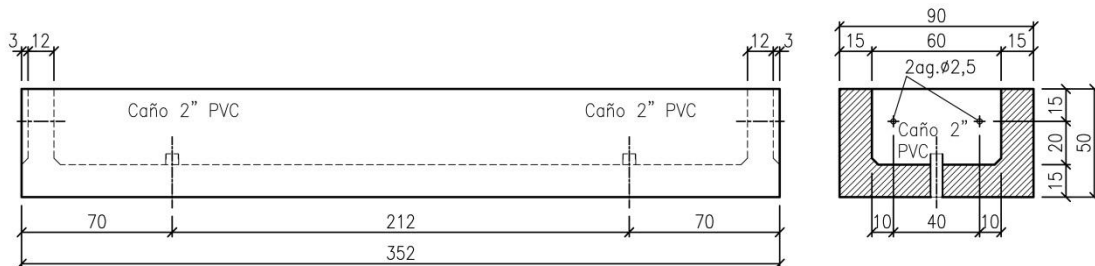


fig. 3.14 – Elemento "U" (U-25 al U-96)- L=3,52m (Cant.: 72) - Peso 2,15tn c/u

Como puede observarse en la figura, se prevén dos perforaciones de 2,5cm de diámetro por cada extremo, que servirán de puntos de izaje. Esto se podrá realizar con la ayuda de una grúa y una percha especialmente diseñada, tanto para la movilización en la planta como en la obra.

Utilizando las planillas de doblado, podrá realizarse la tarea de corte y doblado en planta o como alternativa con las mismas se puede solicitar el servicio de corte y doblado lo que redundará en la reducción del tiempo del ítem y de los desperdicios de hierro.

El encofrado a utilizar será metálico, dado que se desea lograr la mayor precisión en las dimensiones finales y rapidez para su reutilización luego de cumplido el mínimo tiempo de fraguado. Se utilizarán puntales "A" que permitirán corregir el plomo y ubicación de los laterales "C". Se marcarán dos referencias, una por cada lateral para permitir su rápida alineación con un hilo atado a dichas referencias. El fondo del encofrado será un piso de hormigón de al menos 15cm con la armadura que se especifica en la siguiente figura. Se deberá dejar previsto antes del llenado del elemento "U" caños de 2" con rosca en los extremos "J", que posteriormente, con la intermediación de accesorios, serán conectados a una manguera para realizar la inyección de la 2da capa granular. Durante el llenado ambos extremos deberán ser obturados. El de la parte superior podrá taparse.

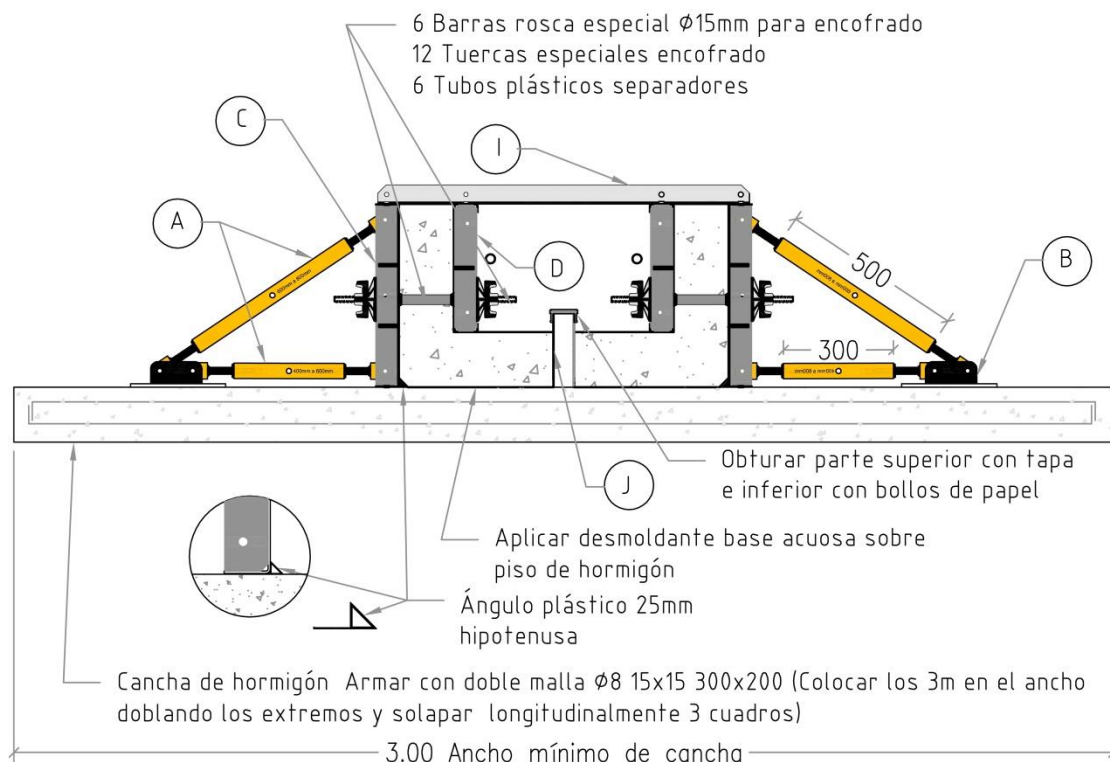


fig. 3.16– Encofrado metálico elementos "U". Sólo se muestra el necesario para los $L=3,52\text{m}$



fig. 3.17– Tapa de caño 2" para posterior inyección de 2da capa granular

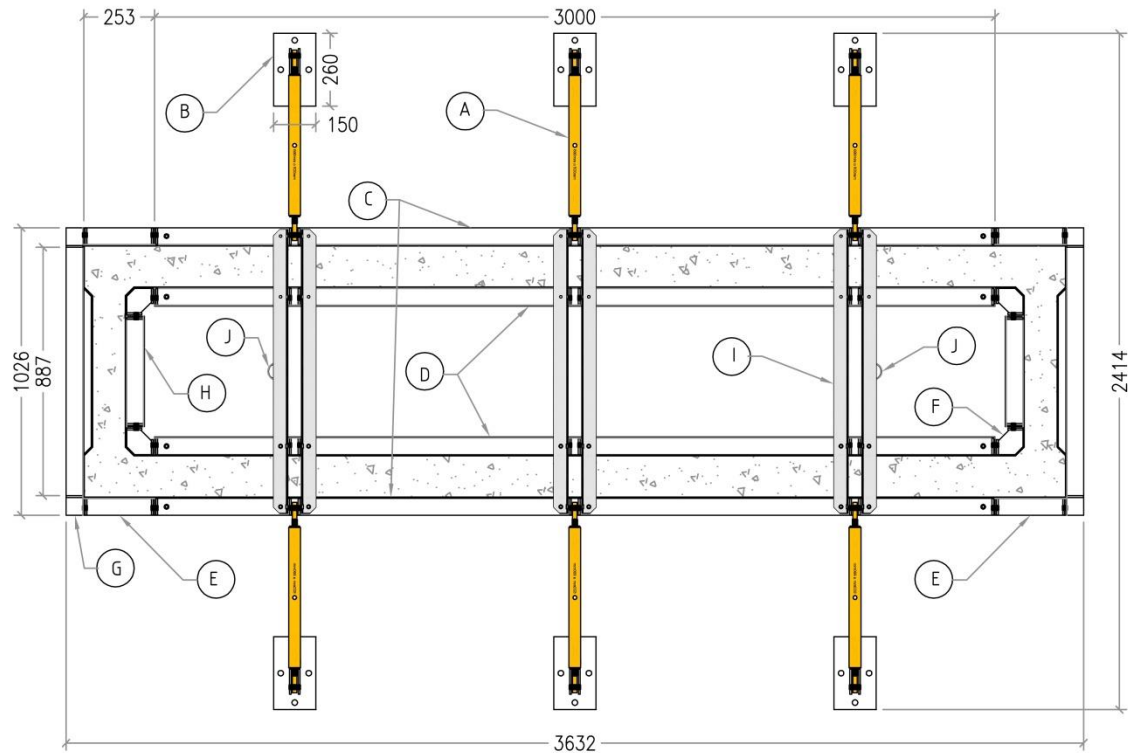


fig. 3.18 – Encofrado metálico elementos "U". Sólo se muestra el necesario para los L=3,52m

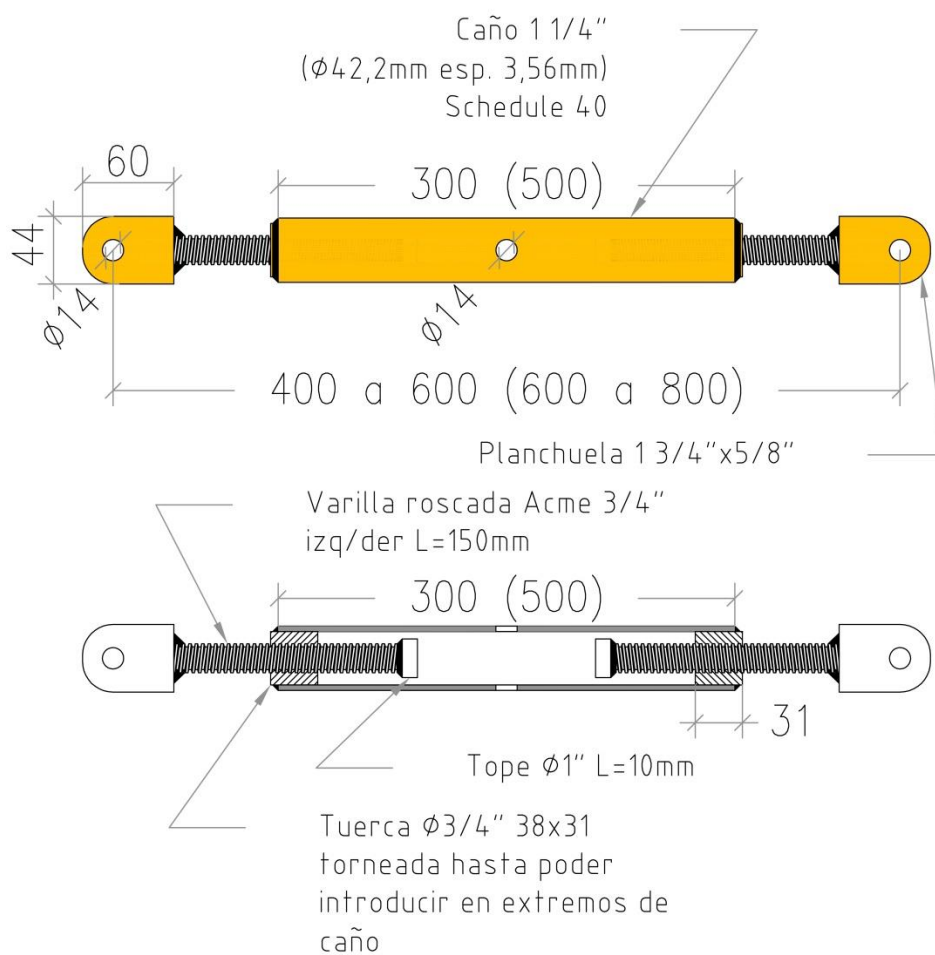


fig. 3.19 – Encofrado metálico elementos "U". Puntales regulables (A)

- (A) 6 Puntales regulables 600mm a 800mm c/12 pernos $\phi 12$ c/chaveta rápida
6 Puntales regulables 400mm a 600mm c/12 pernos $\phi 12$ c/chaveta rápida
- (B) 6 Soporte puntales regulables
 - 1 Placa 3/8" 150x260 c/4 perf. $\phi 20$
 - 2 Costillas 1/4" 60x140 c/2 perf. $\phi 14$
 - 2 Brocas 16mm
- (C) 2 Laterales externos
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 614 (60x494x60) x L=3000 con 16 perf. $\phi 14$
 - 8 Chapas 1/4" 59x493 verticales con 3 perforaciones $\phi 14$
 - 2 Planchuelas 2"x1/4" L=3000 horizontales
 - 6 Bulones 1/2"x 1 1/2" G2 c/tuerca y arandela plana
- (D) 2 Laterales internos
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 504 (20x60x344x60x20) x L=3000 con 16 perf. $\phi 14$
 - 8 Chapas 1/4" 59x343 verticales con 2 perforaciones $\phi 14$
 - 1 Planchuela 2"x1/4" L=3000 horizontal
 - 4 Bulones 1/2"x 1 1/2" G2 c/tuerca y arandela plana
- (E) 4 Extensiones laterales externos
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 614 (60x494x60) x L=253
 - 2 Chapas 1/4" 59x493 verticales con 3 perforaciones $\phi 14$
 - 2 Planchuelas 2"x1/4" L=230 horizontales
 - 3 Bulones 1/2"x 1 1/2" G2 c/tuerca y arandela plana
- (F) 4 Esquineros
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 178 (69x40x69) x L=350
 - Chapa 1/8" 88x88 (3 c/esquinero)
 - 2 Planchuelas 2"x1/4" L=350 + 2 perforaciones $\phi 14$
- (G) 2 Tapas frontales externas
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 614 (60x494x60) x L=1026 c/6 perf. $\phi 14$
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 613 (38x537x38) x L=350
 - 2 Planchuelas 2"x1/4" L=493 verticales
 - 2 Planchuelas 2"x1/4" L=886 horizontales
- (H) 2 Tapas frontales internas
 - Chapa plegada 1/8" desarrollo 504 (20x60x344x60x20) x L=395
 - 2 Chapas 1/4" 59x343 verticales con 2 perforaciones $\phi 14$
 - 1 Planchuela 2"x1/4" L=371 horizontal
 - 2 Bulones 1/2"x 1 1/2" G2 c/tuerca y arandela plana
- (I) 6 Travesaños
 - <2"x1/4" L=1013 4 $\phi 14$ c/ala
 - 4 Bulones 1/2"x 1 1/2" G2 c/tuerca y arandela plana
- (J) 2 Tubos de inyección
 - Caño 2" PVC L=200mm con rosca en ambos extremos



fig. 3.20 – Puntales regulables (A) y soportes de puntales (B)²⁴

²⁴ https://www.interempresas.net/FeriaVirtual/Catalogos_y_documentos/84988/CATALOGO_ORMA-80_ES.pdf

VARILLAS Y TUERCAS CON ROSCA ACME			
DIAMETRO	LARGO	ROSCA	P. UNIT
5/8"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
3/4"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
7/8"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.1/8"	1000 mm	DERECHA	Consultar
1.1/4"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.1/2"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.3/4"	1000 mm	DERECHA	Consultar
2"	1000 mm	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar

TUERCAS			
DIAMETRO	DIMENSIONES	ROSCA	P. UNIT
	Diametro x Altura		
5/8"	38 x 31	DERECHA	Consultar
3/4"	38 x 31	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
7/8"	38 x 31	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1"	45 X 35	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.1/8"	45 X 35	DERECHA	Consultar
1.1/4"	50 X 40	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.1/2"	60 X 41	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar
1.3/4"	60 X 60	DERECHA	Consultar
2"	76 X 70	DERECHA / IZQUIERDA	Consultar

fig. 3.21 – Varillas roscadas y tuercas Acme²⁵ según norma Asme B1.5 1997²⁶

**TUBOS DE ACERO PARA CONDUCCION,
ELABORADOS SEGUN
NORMA ASTM A-53 - SCHEDULE 40
Y ASTM A-120**

Dimensiones para caños. Negros y Galvanizados			Peso por metro lineal		Tolerancias			
Diámetro nominal	Diámetro exterior	Espesor	Negros		Diámetro exterior	Espesor	Peso	Presión de prueba
			Lisos	Con rosca y cupla				
pulg.	mm.	mm.	kg/m	kg/m	—	%	%	kg/cm ²
1/2	21,3	2,77	1,26	1,26	+ 0,4 mm — 0,8 mm	± 0,20	± 5	50
3/4	26,7	2,87	1,68	1,68				50
1	33,4	3,38	2,50	2,50				50
1 1/4	42,2	3,56	3,38	3,39				71
1 1/2	48,3	3,68	4,05	4,06	± 1%	± 0,23		71
2	60,3	3,91	5,43	5,48			71	
2 1/2	73,0	5,16	8,62	8,66			71	
3	88,9	5,49	11,3	11,3			71	
4	114,3	6,02	16,1	16,2		± 0,25		85

Los pesos han sido calculados adoptando el valor 7,85 kg/dm³ como peso específico del acero, estando sujetos a las tolerancias que se indican en la tabla respectiva.

(*) No se exige para los tubos "ASTM A-120".

fig. 3.22 – Caños Schedule 40

²⁵ <https://www.fornis.com.ar/productos.asp?seccion=18%20Varillas%20Rosgadas>

²⁶ <https://carlosmartinezc.files.wordpress.com/2012/01/asme-b1-5-roscas.pdf>

Durante el vertido del hormigón se utilizará el vibrado para lograr mayor compacidad del elemento lo que es sinónimo de mayor impermeabilidad. El hormigón no debe ser vibrado ni revibrado después que el mismo alcanzó su tiempo de fraguado inicial (norma IRAM 1662).²⁷

El tiempo mínimo de desencofrado de los laterales contemplando las peores situaciones, será de 30hs lo que equivale a considerar dos días. La necesidad de desencofrar en el menor tiempo posible se fundamenta en la reutilización de los laterales en el próximo elemento. Una vez extraídos se deberá proteger el elemento de los agentes atmosféricos que lo pueden afectar como las elevadas temperaturas, aire muy seco y las bajas temperaturas.

Tabla 6.1. Plazos mínimos para remoción de los encofrados laterales cuando se utilice cemento pórtland normal

Elemento estructural	Temperatura superficial del hormigón			
	≥ 24 °C	16 °C	8 °C	2 °C
Tabiques (*)	9 h	12 h	18 h	30 h
Columnas (*)	9 h	12 h	18 h	30 h
Laterales de vigas o viguetas(*)	9 h	12 h	18 h	30 h
Encofrados interiores de casetonados, los cuales puedan ser removidos sin perturbar el resto de los encofrados o apuntalamientos:				
• Ancho igual o menor de 75 cm	2 días	3 días	5 días	8 días
• Ancho mayor de 75 cm	3 días	4 días	6 días	10 días
(*) Cuando los encofrados de estos elementos estructurales soporten a su vez encofrados de losas o vigas, el plazo para la remoción de sus encofrados dependerá del plazo establecido para las losas o vigas que se apoyan.				

fig. 3.23 – Plazos mínimos para remoción de laterales²⁸

El izaje, transporte y montaje en la obra podrá ser realizado cuando el hormigón alcance la resistencia mínima para poder soportar estos estados de carga. Para determinar esto, se realizarán probetas las cuales permitirán corroborar dichas resistencias. Este camino requerirá una cantidad de encofrados importantes si los tiempos son acotados, lo que lleva a pensar otra alternativa al curado a temperatura ambiente. Considerar además que muchos encofrados implican mucha superficie de piso de hormigón, que puede no estar disponible. En caso de disponerse de curado por vapor, se reducirán los tiempos drásticamente. Deberá respetarse las consideraciones expresadas en el reglamento Cirsoc 201-2005.

A continuación se dan algunas directivas básicas si se elige e curado con vapor a baja presión.

“5.10.6.6. Independientemente de lo establecido en el artículo 5.10.6.5., el ciclo térmico debe cumplir con las siguientes condiciones mínimas:

²⁷ Cirsoc 201-2005, capítulo 5, página 104 a 106

²⁸ Cirsoc 201-2005, capítulo 6, página 132

a) Antes de iniciar el curado a vapor, los elementos estructurales se deben dejar estacionar al aire a una temperatura entre 10 °C y 30 °C hasta el comienzo de su fraguado inicial.

b) El calentamiento y el posterior enfriamiento del elemento estructural deben ser graduales, y con una velocidad de aumento y disminución de la temperatura en la atmósfera de la cámara limitada entre 10 °C y 30 °C por hora.

c) La temperatura máxima para el curado a vapor establecida según el artículo 5.10.6.5., no podrá superar los 70 °C en cualquier lugar de la cámara.

d) Finalizado el ciclo de curado a vapor, los elementos estructurales no se deben someter a cambios bruscos de temperatura.

5.10.6.7. Las probetas para verificar la resistencia del hormigón a distintas edades, se deben moldear exclusivamente en moldes metálicos y se deben colocar en aquellos lugares de la cámara de curado a vapor en donde la temperatura y la humedad sean representativas de los valores medios reinantes en la misma.

5.10.6.8. Los elementos estructurales pueden ser trasladados cuando la resistencia media de por lo menos tres probetas, obtenida de acuerdo con el artículo 5.10.6.7., alcance el valor especificado por el Proyectista o Diseñador Estructural para su movilización.

5.10.6.9. Inmediatamente después de realizado el traslado de los elementos estructurales y de las probetas de control, ambos se deben someter a un curado húmedo continuo adicional, durante un lapso de 7 días.

5.10.6.10. El curado húmedo exigido en el artículo 5.10.6.9. se puede acortar si se controla el endurecimiento del hormigón y se verifica lo establecido en los artículos 5.10.2.1. y 5.10.2.2. No obstante, el período de curado húmedo siempre será igual o mayor que 3 días.”²⁹

“Los factores principales que influyen en un tratamiento con vapor a baja presión son los siguientes:

a) el período preliminar de curado normal a temperatura ordinaria, desde el enmoldado del hormigón hasta el comienzo del tratamiento térmico; **(segmento O-A fig.4)**

b) la velocidad de calefacción desde el comienzo del tratamiento hasta alcanzar la máxima temperatura; **(segmento A-B fig.4)**

c) la máxima temperatura alcanzada; **(segmento B-C fig.4)**

d) el período de permanencia a la máxima temperatura; **(segmento B-C fig.4)**

e) la velocidad de enfriamiento desde el final del período de permanencia a la máxima temperatura hasta alcanzar la temperatura ordinaria. **(segmento C-D fig.4)**

Estos períodos y etapas determinan el tiempo total del proceso completo y permiten establecer el programa de trabajo en cada caso. La figura 4 representa gráficamente varios de

²⁹ Cirsoc 201-2005, capítulo 5, página 113 a 114

estos programas. Algunos detalles y valores particulares de tales períodos y etapas son los siguientes:

1) cuanto mayor es a), tanto mayores pueden ser b) y c) para alcanzar una resistencia final dada. Valores razonables para a) están comprendidos entre 1 y 3 horas;

2) cuanto mayor es b), tanto mayores son también las resistencias iniciales, pero las finales pueden quedar reducidas hasta un 50 a 70 por 100 de las correspondientes a un curado normal. Valores razonables para b) se hallan comprendidos entre 10°C/hr y 20°C/hr (12°C/hr a 15°C/hr);

3) los valores más frecuentes para la temperatura máxima se encuentran entre 70° y 90°C (75"-85°C);

4) cuanto mayor es d), mayores son también las resistencias finales, pero ello va en detrimento de la producción. Valores frecuentes para d) son 8, 10 y 12 horas;

5) cuanto menor es e), tanto mejores son las características generales de la producción. Valores razonables para e) se hallan comprendidos entre 5°C/hr y 20°C/hr (10°C/hr a 12°C/hr)"

30

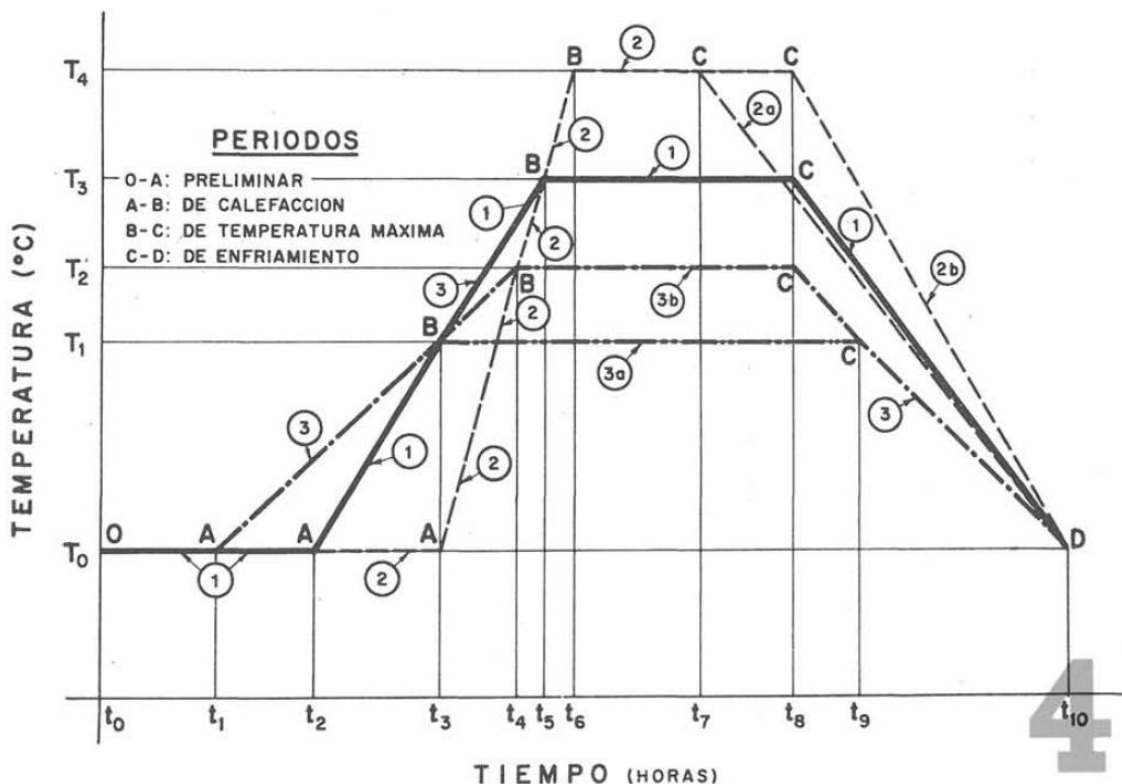


fig. 3.24 – Ciclo térmico del curado con vapor (fig. 4 en la fuente)³¹

En el siguiente conjunto de imágenes se puede ver el ejemplo del curado con vapor utilizado en la planta de premoldeados de la Cooperativa eléctrica de Venado Tuerto. En la primera imagen se puede apreciar el tramo A-B donde el hormigón fresco comienza el período de elevación progresiva de temperatura. En las dos imágenes restantes el hormigón alcanzó la

³⁰ <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=3303569>

³¹ <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=3303569>

temperatura constante del tramo B-C. Realizando una prueba de rayado se puede estimar si se llegó a punto buscado, esto puede notarse en la tercera figura donde la profundidad de las hendiduras muestra que todavía no se llegó al endurecimiento buscado.



fig. 3.25 – Ejemplo de hormigón curado con vapor.

En cuanto al hormigón puede ser de muy bajo asentamiento, y sumado al correcto vibrado del material fresco dentro del molde, permitirá alcanzar resistencias satisfactorias en un corto lapso de tiempo. El bajo asentamiento es de vital importancia, dado que a mayor contenido de agua, el tratamiento térmico deberá prolongarse para permitir su desalojo.

Para el mezclado será recomendable, dada la escasa trabajabilidad, mezcladoras especiales como la que puede apreciarse a continuación, la cual es similar a la utilizada en la mencionada planta.



fig. 3.26 – Ejemplo de mezcladora de hormigón de bajo asentamiento. Vista interior



fig. 3.27 – Ejemplo de mezcladora de hormigón de bajo asentamiento.

En lo referente al vibrado, se tiene dos alternativas, realizar el vibrado directamente sobre el encofrado, o directamente en la mezcla.



fig. 3.28 – Vibrado en encofrado o vibrado manual directamente sobre la mezcla fresca.

El transporte de los elementos se realizará en semirremolques, y se analizará la cantidad que puede transportarse por viaje. La altura máxima es de 4,10m, como podrá verse no es superada ni la carga ni la altura.

Además del espacio disponible es necesario determinar cuál es el peso máximo que puede transportarse. El peso total que se permite transportar es 45tn y es la suma de la carga, el peso del semirremolque y del camión. El peso del camión que se adopta es 7,6tn³², el propio semirremolque es de 8,6tn³³, por lo tanto la máxima capacidad a transportar será de 28,8tn.



fig. 3.29 – Semirremolque, las barandas y parantes pueden removerse

³² <http://www2.mercedes-benz.com.ar/fichatecnica/#!/vehiculo/5>

³³ <http://www.helvicaweb.com.ar/index.php/semiremolques/item/18-semi-baranda-volcable>

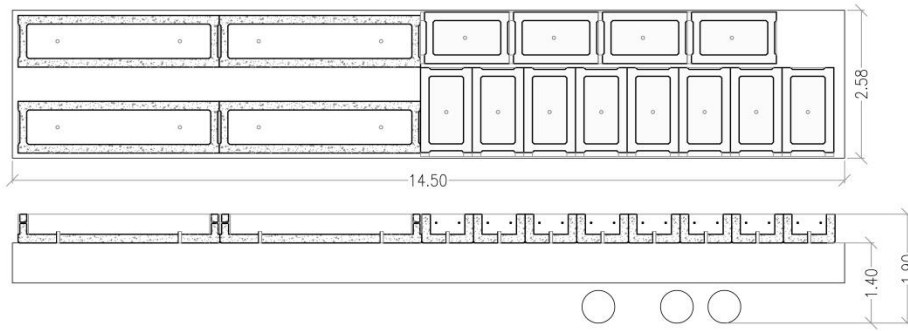


fig. 3.30 – 1º (1 viaje) – $4 \times 2,10tn + 12 \times 1tn = 20,4tn$

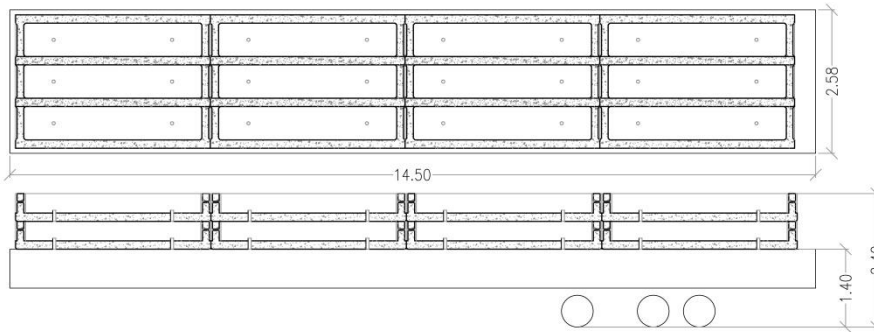


fig. 3.31 – 2º a 6º (5 viajes) $12 \times 2,10tn = 25,5tn$

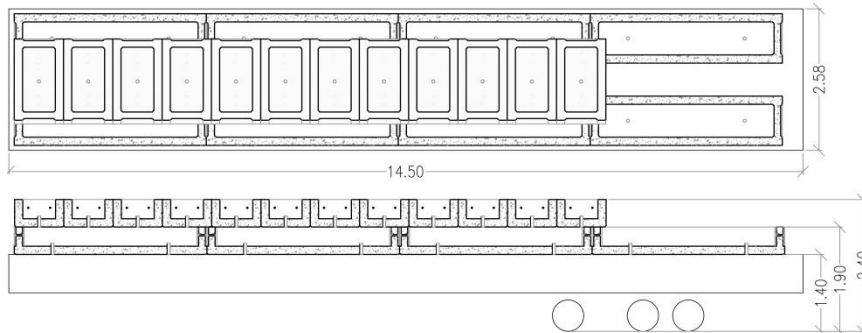


fig. 3.32 – 7º (1 viaje) $8 \times 2,10tn + 12 \times 1tn = 28,8tn$

El orden con el que se transportan los elementos coincide con el orden de fabricación y de montaje en obra que será de “U-01” a “U-12”, luego se comenzará con “U-25” a “U-96” y se finaliza de “U-13” a “U-24”. Como puede verse, si se compara la siguiente figura con las tres anteriores, hay una coherencia entre ambas tareas.

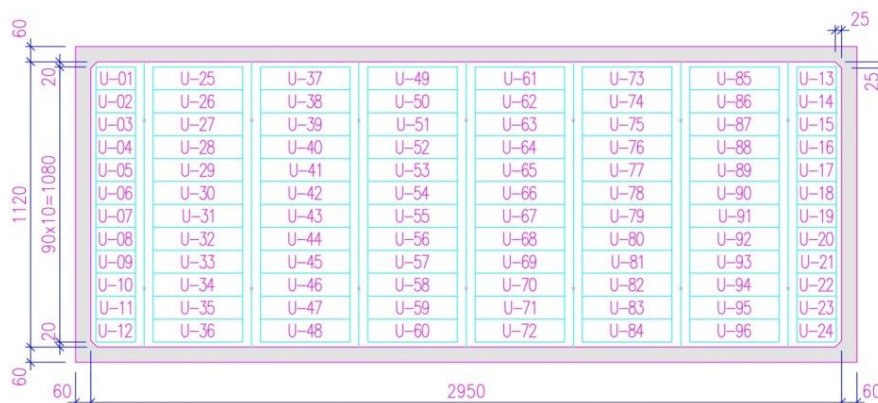


fig. 3.33 – Disposición final de los elementos “U”

3.4) Construcción de vigas pretensadas

Al igual que los elementos “U”, no podrán ser prefabricados a pie de obra debido a la falta de espacio. Se deben construir 7u de 11m de largo cada una. Deberán estar disponibles para su montaje una vez colocado el último elementos “U”.

El momento de comenzar esta tarea coincide con el comienzo de la obra.

Su función es tomar la subpresión proveniente de las vigas secundarias y transferirlas a los anclajes activos.

En el anexo de planos se encuentran los detalles de armadura y calidades de materiales a utilizar. A continuación se muestran las dimensiones generales a considerar para su encofrado, izaje y transporte a obra.

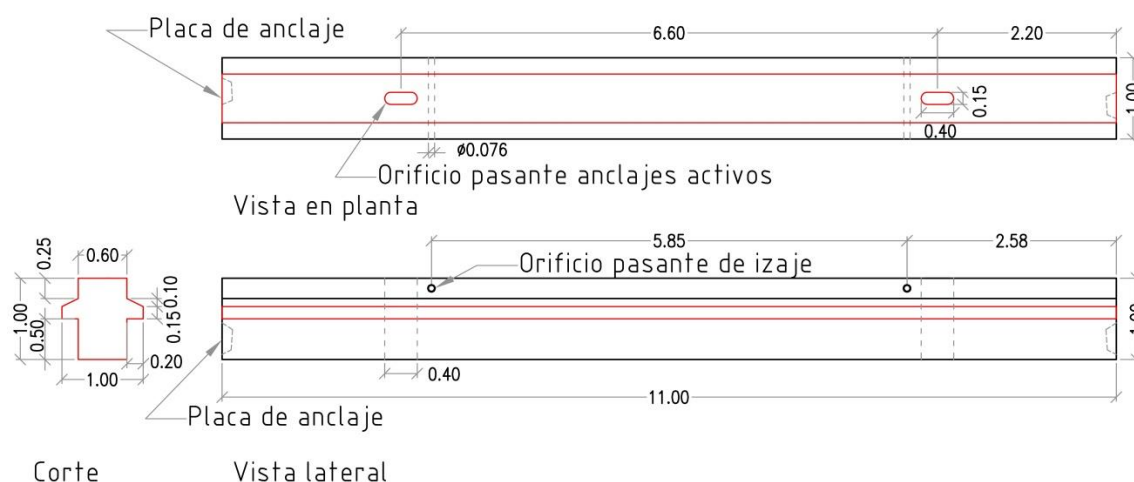


fig. 3.34 – Vigas pretensadas - L=11m (Cantidad: 7) - Peso 18tn c/u

Notar que el orificio para anclajes activos difiere del que se puede ver en los planos del anexo. Se propone este cambio para permitir el paso de las mangueras que deben sobresalir del lomo de la viga una vez que esté colocada la placa y tesado el anclaje al suelo. Además como se verá más adelante, en el ítem de “anclaje activo” se presentará además una modificación en la mencionada placa.

El encofrado será metálico con características similares a las utilizadas en los elementos “U”. Valen las mismas recomendaciones del punto anterior, respecto al vibrado y el desencofrado de los laterales y respecto al curado con vapor, en caso de ser utilizado. Dado que se tendrá un solo encofrado, se debe establecer el tiempo que permanecerá la viga sin ser desplazada a la zona de acopio. Esto está condicionado por la superficie de piso de hormigón destinada a servir de fondo de encofrado.

En cuanto al momento que deberá ser realizado el tesado se ensayarán las probetas a los 7 días, y en caso de haberse alcanzado al menos la resistencia H-25 que es la mínima según el reglamento Cirsoc 201-2005, se podrá realizar el tesado. Esto por supuesto, si se dispone de un equipo de tesado en la planta de premoldeados. En caso de no disponerse se deberá esperar a concluir las 7 vigas y contratar el servicio de tesado de las mismas en una misma jornada. Esto evitará el sobreprecio por el traslado de los equipos y personal hasta la planta.



fig. 3.35 – Encofrado para viga pretensada. Ejemplo³⁴

³⁴ <https://www.youtube.com/watch?v=8XO10AuN-5o>

Respecto al equipo de tesado se seleccionará el más chico que pueda servir tanto para esta tarea como para el tesado de los anclajes activos al suelo. Para este caso debe poder tesar el conjunto de cable 9T15 y para el caso de los anclajes deberá ser 12T15 con lo cual se seleccionará para el caso 12T15 que también servirá para el 9T15. Notar en la siguiente figura que la configuración 12C15 contiene la configuración 9C15



fig. 3.36 – Disposición de cable adoptada

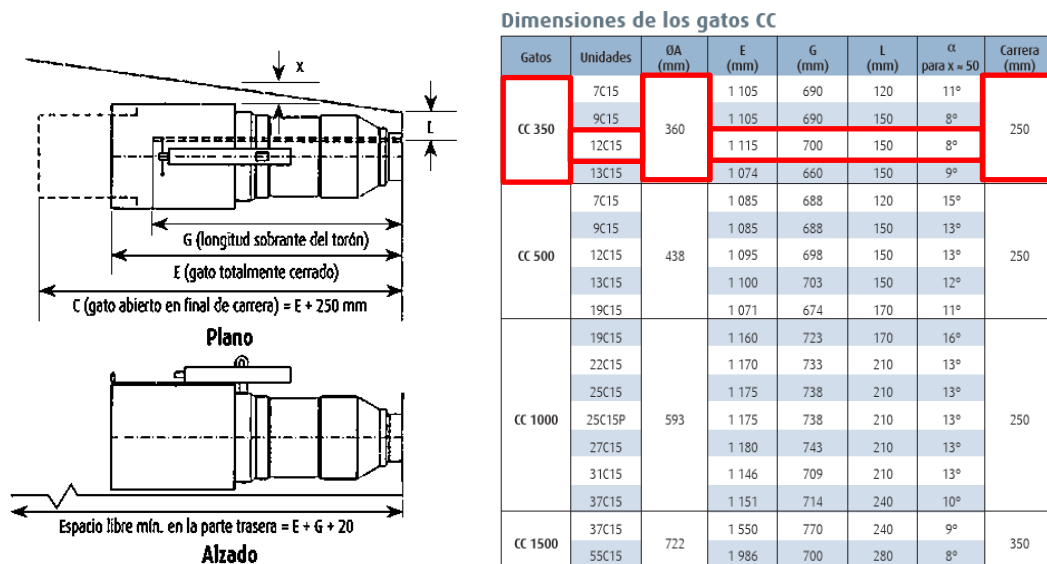


fig. 3.37 – Gato Freyssinet CC350³⁵

No se dispone del área del pistón que es necesaria para estimar la carga aplicada en el cable a partir de la presión leída en el manómetro. Para poder continuar se adopta como valor de dicha área $A_p = 510 \text{ cm}^2$. Lo que se puede inferir es que se podrá lograr tensionar el conjunto 9C15, sin embargo en función de la longitud del cable a tesar, puede suceder que se requiera más recorrido del gato (recordar la influencia de la longitud en la deformación). Realizando un cálculo aproximado sólo se requerirá un recorrido de 10cm para lograr el esfuerzo necesario para tensionar el grupo de cables.

Luego se debe optar por una bomba hidráulica preferentemente eléctrica ya que las manuales son para unidades de tesado más pequeñas.

³⁵ www.freyssinet.com



Datos técnicos

- móvil, Ø de rueda: 285 mm
- Depósito de aceite NG 50: Contenido útil aprox. 30 l, contenido de llenado aprox. 40 l
- Bomba de alta presión: 4,2 - 8,4 l/min
- Presiones der servicio: hasta 650 bar
- Motores eléctricos: 3,0 - 5,5 kW, 1500 min⁻¹
- Mando: Válvulas de mando manual, mando eléctrico, PC



fig. 3.38 – Bomba hidráulica Paul NG50 450bar³⁶

Otro elemento necesario es el cable de pretensado, en la siguiente figura se muestras la tabla de Acindar.

Norma IRAM-IAS U500-03

Designación del cordón ^(*)	Designación comercial	Diámetro nominal del cordón	Área nominal de la sección transversal del cordón ^(**)	Peso por unidad de longitud ^(***)	Carga al 1% del alargamiento total (mínima) ^(****)	Carga de rotura (mínima)	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 600 mm (min.)
		mm	mm ²	kg/m	Q1 kN	Qt kN	At %
C1900	Grado 270	9,5	54,84	0,434	92	102	3,5
C1900	Grado 270	12,7	98,70	0,778	166	184	3,5
C1900	Grado 270	15,2	140,00	1,134	235	261	3,5

(*) Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa.

(**) Son valores teóricos dados a título indicativo.

(***) Los valores del peso por unidad de longitud están calculados considerando que la densidad del acero es 7,85 kg/dm³.

(****) La carga al 1% del alargamiento total se considera equivalente a la carga al 0,2% de deformación permanente.

El proceso de fabricación garantiza también el cumplimiento de la norma ASTM A 416.

fig. 3.39 – Alambres de pretensado³⁷

En cuanto al protocolo de tesado de las vigas se seguirá las siguientes recomendaciones:

“Al comienzo del tesado, el cable está libre en su vaina y el gato no está en su posición definitiva. Para que el cable y el gato se sitúen en posición es preciso ejercer un cierto esfuerzo en este último. Es difícil definir el comienzo de la tensión, es decir, el momento en que la tensión en el cable es igual a 0 y en el que se deben trazar las referencias de origen para la medida de alargamiento.

Se determina este origen y, por consecuencia, el alargamiento total, por el método siguiente: se hace subir la presión a un valor arbitrario, 100 bar por ejemplo, y se trazan las referencias en los hilos. Este sería el punto A del diagrama. Se aumenta la tensión por etapas, o sea 200, 300 bar, hasta la presión final P y se anotan los alargamientos correspondientes, lo que dará los puntos B, C y D del diagrama.

³⁶ <https://www.paul-d.com/>

³⁷ <https://www.acindar.com.ar/es/sites/default/files/2016-10/Cordones%20para%20pretensado.pdf>

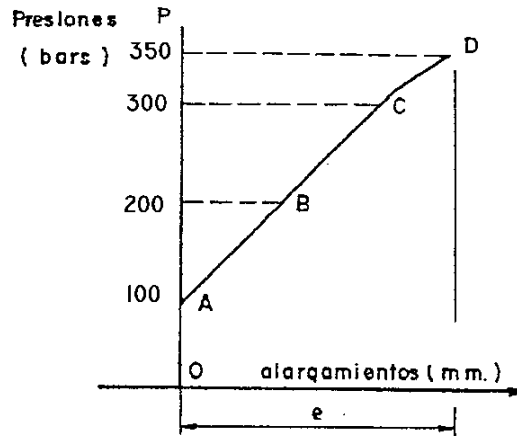


fig. 3.40 – Datos obtenidos durante el tesado

Al ser los alargamientos proporcionales a las tensiones en la zona elástica del diagrama, prolongando la recta CBA se encuentra el origen O , de esta recta se obtiene el alargamiento total $d+e$, siendo e el alargamiento medido a partir del origen arbitrario.³⁸

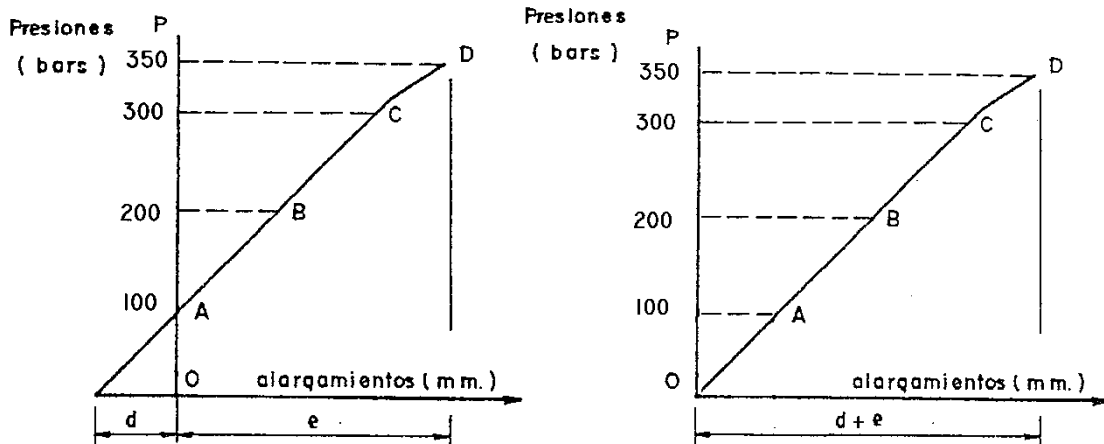


fig. 3.41 – Corrección de datos obtenidos durante el tesado³⁹

Si se dispone de un sólo gato, no sería conveniente realizar el 100% del tesado de un lado de la viga y luego realizar el 100% restante dado que se produciría flexión en un plano horizontal, además de la compresión. Luego de verificada dicha situación, que se muestra a continuación, esta opción podrá ser aplicada.

³⁸ Guía de los procedimientos Freyssinet, Hormigón Pretensado

³⁹ Guía de los procedimientos Freyssinet, Hormigón Pretensado

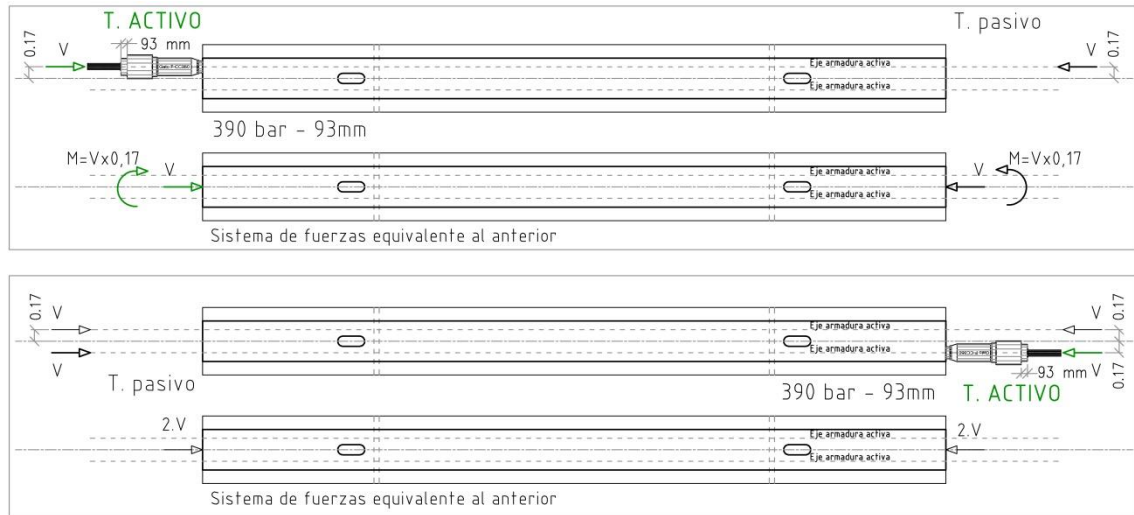


fig. 3.42 – Tesado que requiere verificación en flexo-compresión oblicua. **Aclaración:** a la tensión pasiva se le deben sumar las fuerzas disipadas en el interior de la viga, como fricción, acortamiento del hormigón y entrada de cono, para lograr el equilibrio. Del lado de T. pasivo se contempla dicha suma. Los 93mm que se muestran, se obtienen como diferencia entre la medida final desde un punto fijo a la referencia menos la medida inicial desde un punto fijo a la referencia.

Una alternativa a lo anterior sería realizar tesados parciales de un lado y del otro de la viga. Por ejemplo, a izquierda 50% de V, luego a derecha 100% de V y finalmente 100% nuevamente a izquierda. Como podrá notarse se reduce la excentricidad al 50% de V, dado que siempre será la diferencia de tensión entre ambos extremos. El problema de esta solución es que por cada cambio de ubicación del gato se producirá una pérdida por entrada de cono, y sólo se contemplaron dos, una a izquierda y otra derecha y con este procedimiento se tienen tres. Esto se podrá solucionar aumentando la tensión V.

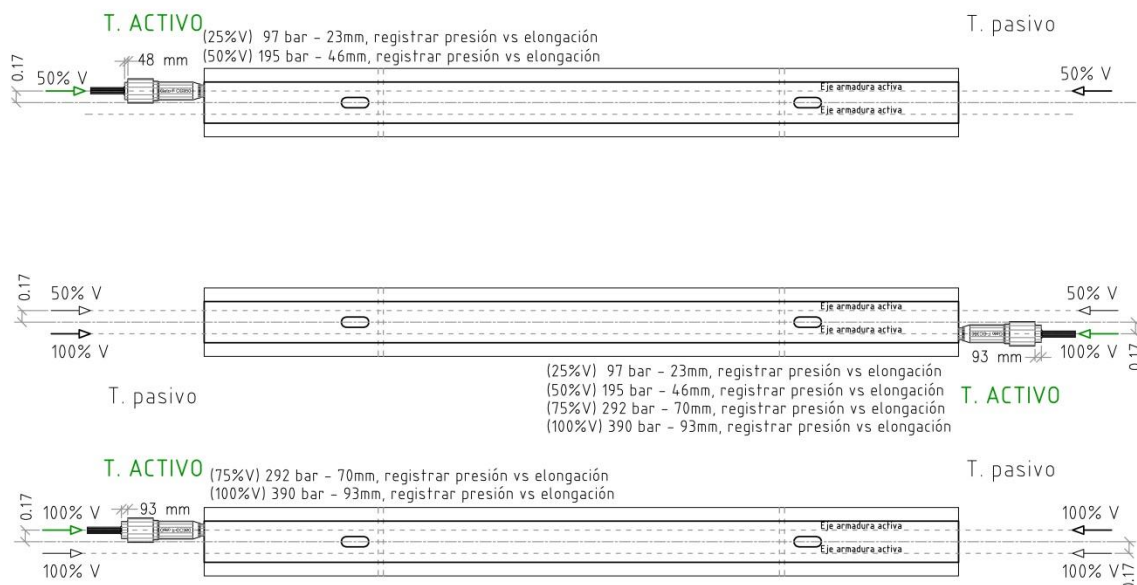


fig. 3.43 – Tesado equilibrado.

A continuación se muestra una tabla a partir de la cual se dedujeron los datos necesarios para realizar el protocolo de tesado.

Área del Pistón [cm ²]	Capacidad Máx Bomba [bar] ó [kg/cm ²]	Longitud del Cable [cm]	Ep [tn/cm ²]	V ₀ [tn]	A _p [cm ²]	Ep [tn/cm ²]	Longitud del Cable [cm]	A _p [cm ²]
510	450	1131	1950	199	12,6	257,43	1100	6000

Escalones de Carga	Carga Gato [tn]	Lectura Manómetro [bar] ó [kg/cm ²]	Elongación [mm]	Acortamiento H° [mm]	Def Total [mm]
0%	0	0	0,0	0,0	0
10%	20	39	9,1	0,1	9
25%	50	97	22,9	0,4	23
50%	99	195	45,7	0,7	46
75%	149	292	68,6	1,1	70
100%	199	390	91,5	1,4	93

fig. 3.44 – Datos para realizar el protocolo de tesado

En este punto se mostrará una manera de referenciar el cable para poder medir la elongación en el mismo.

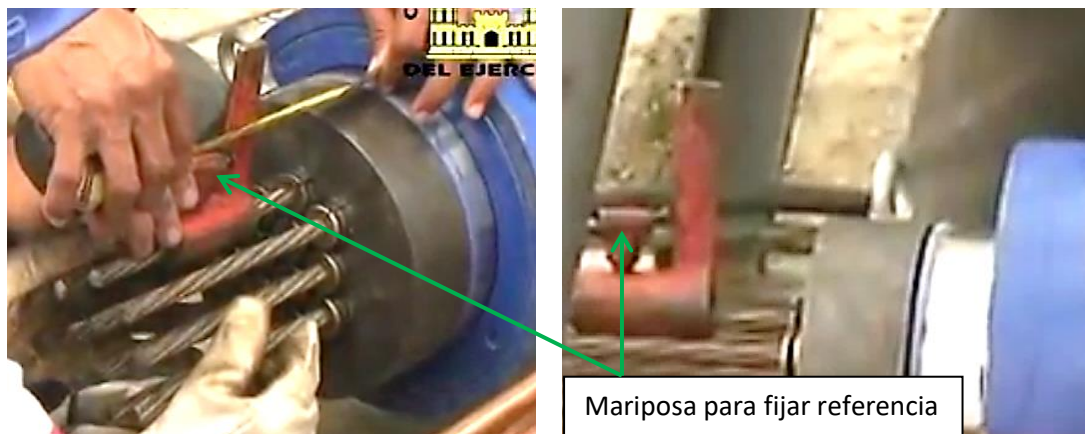


fig. 3.45 – Elemento de referencia para medir elongaciones⁴⁰

Luego del tesado de los cables se procederá a la inyección de lechada de cemento la cual deberá cumplir con una serie de características estipuladas por el reglamento Cirsoc 201 – 2005 Capítulo 23 Inyección de vainas. La inyección se realizará desde la perforación de la placa de anclaje y se colocarán tubos de salida de aire en la parte central de la viga y además en la zona de anclaje pasivo.

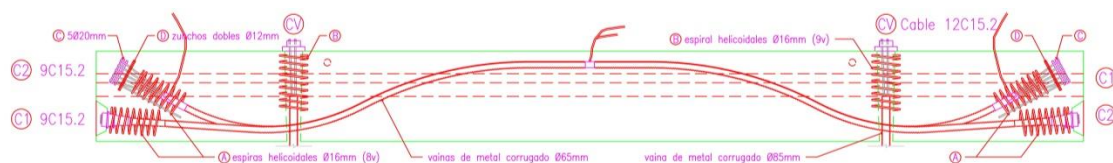


fig. 3.46 – Viga pretensada

⁴⁰ <https://www.youtube.com/watch?v=8XO10AuN-5o>

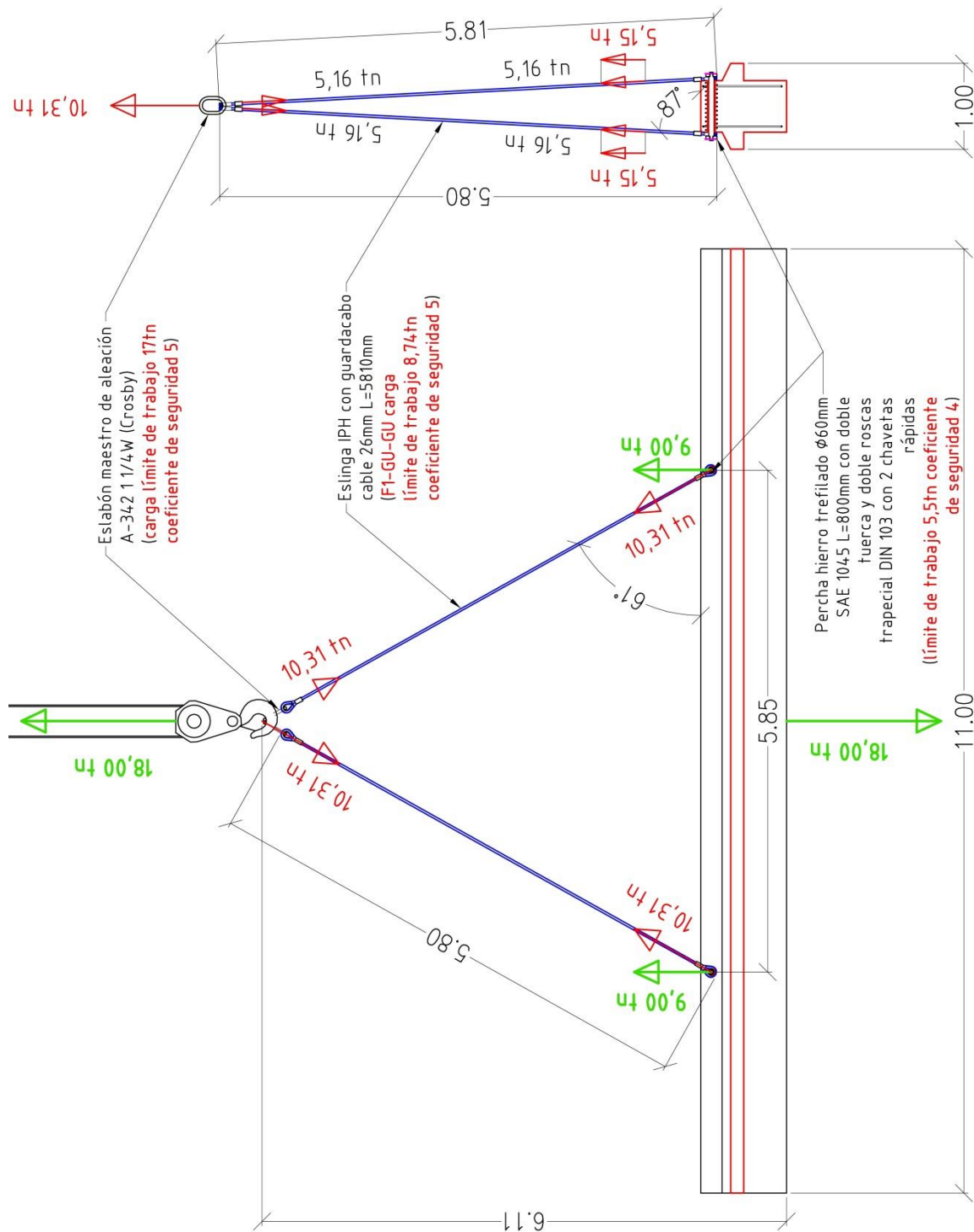


fig. 3.47 – Izaje de viga pretensada con todos sus elementos (Eslabón maestro y guardacabos)⁴¹

⁴¹ http://www.procarga.com.mx/catalogos/2016_Crosby_General_Catalog_Spanish_Imperial.pdf

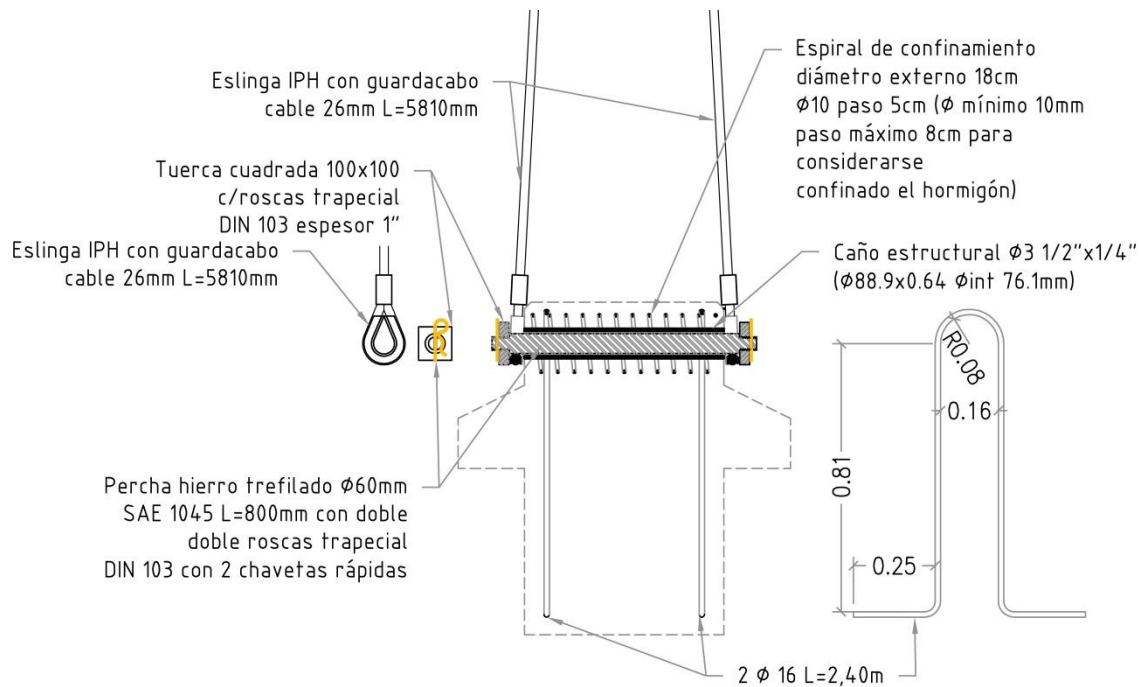


fig. 3.48 – Percha de hierro macizo redondo $\phi 60\text{mm}$

Tabla E-9 Propiedades mecánicas de algunos aceros al carbono

Datos de varias fuentes. * Valores aproximados. Consulte a los fabricantes de material para mayor información

Número SAE/AISI	Condición	Resistencia a la fluencia por tensión (0.2% de deformación remanente)		Resistencia última a la tensión		Elongación en 2 in %	Dureza Brinell -HB
		kpsi	MPa	kpsi	MPa		
1010	rolado en caliente	26	179	47	324	28	95
	rolado en frío	44	303	53	365	20	105
1020	rolado en caliente	30	207	55	379	25	111
	rolado en frío	57	393	68	469	15	131
1030	rolado en caliente	38	259	68	469	20	137
	normalizado @ 1 650 °F	50	345	75	517	32	149
	rolado en frío	64	441	76	524	12	149
	templado y revenido @ 1 000 °F	75	517	97	669	28	255
	templado y revenido @ 800 °F	84	579	106	731	23	302
	templado y revenido @ 400 °F	94	648	123	848	17	495
1035	rolado en caliente	40	276	72	496	18	143
	rolado en frío	67	462	80	552	12	163
1040	rolado en caliente	42	290	76	524	18	149
	normalizado @ 1 650 °F	54	372	86	593	28	170
	rolado en frío	71	490	85	586	12	170
	templado y revenido @ 1 200 °F	63	434	92	634	29	192
	templado y revenido @ 800 °F	80	552	110	758	21	241
	templado y revenido @ 400 °F	86	593	113	779	19	262
1045	rolado en caliente	45	310	82	565	16	163
	rolado en frío	77	531	91	627	12	179

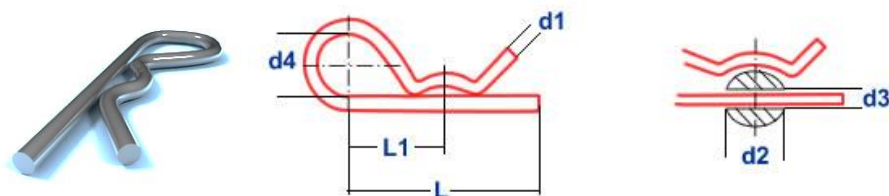
fig. 3.48 – Calidad acero para percha hierro macizo redondo $\phi 60\text{mm}$ ⁴²

⁴² Diseño de máquinas, Un enfoque integrado, cuarta edición, Robert L. Norton, Pearson educación, Argentina 2011

Para justificar la realización del torneado de doble rosca en la percha pasante se supone la posibilidad que al momento de realizar el descenso se deba retirar de un lado o de otro debido a falta de espacio. Además si se rompiera una de las eslingas la viga podría quedar suspendida de la otra. La elección de la rosca responde a su gran resistencia y a las pocas vueltas necesarias para colocar o extraer la tuerca. Para evitar el afloje de las tuercas por el movimiento se agregan chavetas rápidas.

Tornillo			Diámetro medio de la rosca d_2	Paso p	Tuerca	
Diámetro de la rosca d	Diámetro en el núcleo d_1	Sección en el núcleo cm^2			Diámetro de la rosca D	Diámetro en el núcleo D_1
10	6,5	0,33	8,5	3	10,5	7,5
12	8,5	0,57	10,5	3	12,5	9,5
14	9,5	0,71	12	4	14,5	10,5
16	11,5	1,04	14	4	16,5	12,5
18	13,5	1,43	16	4	18,5	14,5
20	15,5	1,89	18	4	20,5	16,5
22	16,5	2,14	19,5	5	22,5	18
24	18,5	2,69	21,5	5	24,5	20
26	20,5	3,30	23,5	5	26,5	22
28	22,5	3,98	25,5	5	28,5	24
30	23,5	4,34	27	6	30,5	25
32	25,5	5,11	29	6	32,5	27
(34)	27,5	5,94	31	6	34,5	29
36	29,5	6,83	33	6	36,5	31
(38)	30,5	7,31	34,5	7	38,5	32
40	32,5	8,30	36,5	7	40,5	34
(42)	34,5	9,35	38,5	7	42,5	36
44	36,5	10,46	40,5	7	44,5	38
(46)	37,5	11,04	42	8	46,5	39
48	39,5	12,25	44	8	48,5	41
50	41,5	13,53	46	8	50,5	43
52	43,5	14,86	48	8	52,5	45
55	45,5	16,26	50,5	9	55,5	47
(58)	48,5	18,47	53,5	9	58,5	50
60	50,5	20,03	55,5	9	60,5	52

fig. 3.50 – Rosca de percha pasante



d1	d2	d3	d4	L	L1
2	>9-14	2,5	10	50	25
2,5	>9-14	3,0	12	55	26
3	>10-16	3,5	18	60	28
3,5	>11-17	4,0	19	75	29
4	>16-24	4,5	20	80	30
4,5	>18-25	5,5	24	85	40
5	>20-28	6	24	85	40
5,5	>24-32	6,5	27	95	45
6	>28-40	7	30	105	50

fig. 3.51 – Chaveta rápida ⁴³

Para el traslado a la obra se tiene entre el camión y el semirremolque 16.2tn (ver el ítem “construcción de elementos “U””) y cada viga pesa 18tn. Si se transporta una viga a la vez se tendrá en total 34.2tn que si tenemos en cuenta que el límite es 45tn, puede verse fácilmente que no podrán transportarse más de una. Con lo cual se requerirán 7 viajes desde la planta de fabricación.

⁴³ http://www.resortesmadrigal.cl/produ/pasa/cha_R_tec.html

3.5) Preparación de anclajes

A continuación se muestran los elementos que componen cada unidad tensora.

En cuanto al cable de pretensado, cuya designación es “cordones 1x7 B.R. C-1900 Gr. 270” (al igual que para las vigas pretensadas), se requerirán, 12 u de 24.5m de longitud y 15.2mm de espesor, lo que suma 294m de cable. Si multiplicamos por 14 puntos de fijación, se tendrán 4116m de cable.

En cuanto al peso de cada conjunto, se tiene $1,134\text{kg/m} \times 25\text{m} \times 12\text{u} = 340\text{ kg}$ más la vaina de PVC (se toma como referencia las dimensiones y el peso una vaina metálica).

Ø Interior	Ø Exterior	Peso Teórico
51	59	0,676 kg/m
63	72	0,755 kg/m
75	85	0,973 kg/m
81	88	1,005 kg/m
90	97	1,112 kg/m
100	107	1,213 kg/m
110	117	1,321 kg/m
120	127	1,480 kg/m
130	137	1,562 kg/m
140	147	1,623 kg/m
160	167	2,523 kg/m

fig. 3.52 – Vainas metálicas⁴⁴

Una vez preparados deberán ser protegidos de humedad y separados del piso.

⁴⁴ <http://www.forma97.es>

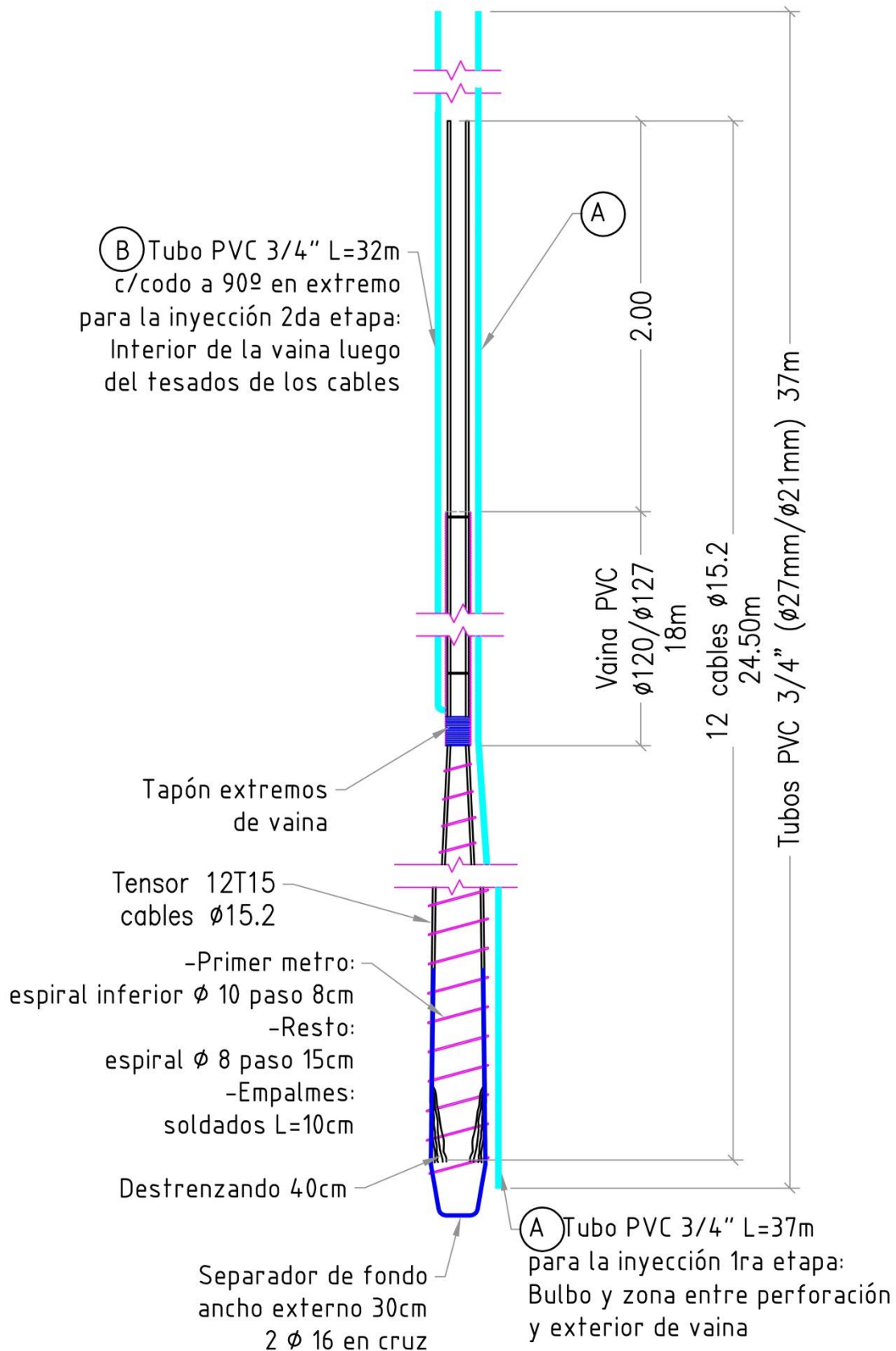


fig. 3.53 – Unidad tensora 12T15 224tn

En la siguiente figura se muestra el detalle de los separadores para la unidad tensora, que consiste en un aro de hierro liso de 64mm de diámetro exterior realizado con hierro liso diámetro 8mm SAE 1010 (acero dulce, dado que su dureza es menor a la propia de los

cordones de pretensado, no existirá la posibilidad que los primeros dañen a los segundos). Como alternativa a los anteriores separadores se podrán utilizar de plástico. El orden de armado va de "01" a "03". Los ductos de inyección deberán ser vinculados al conjunto para poder realizar el posterior descenso, lo cual puede realizarse con el uso de precintos plásticos.

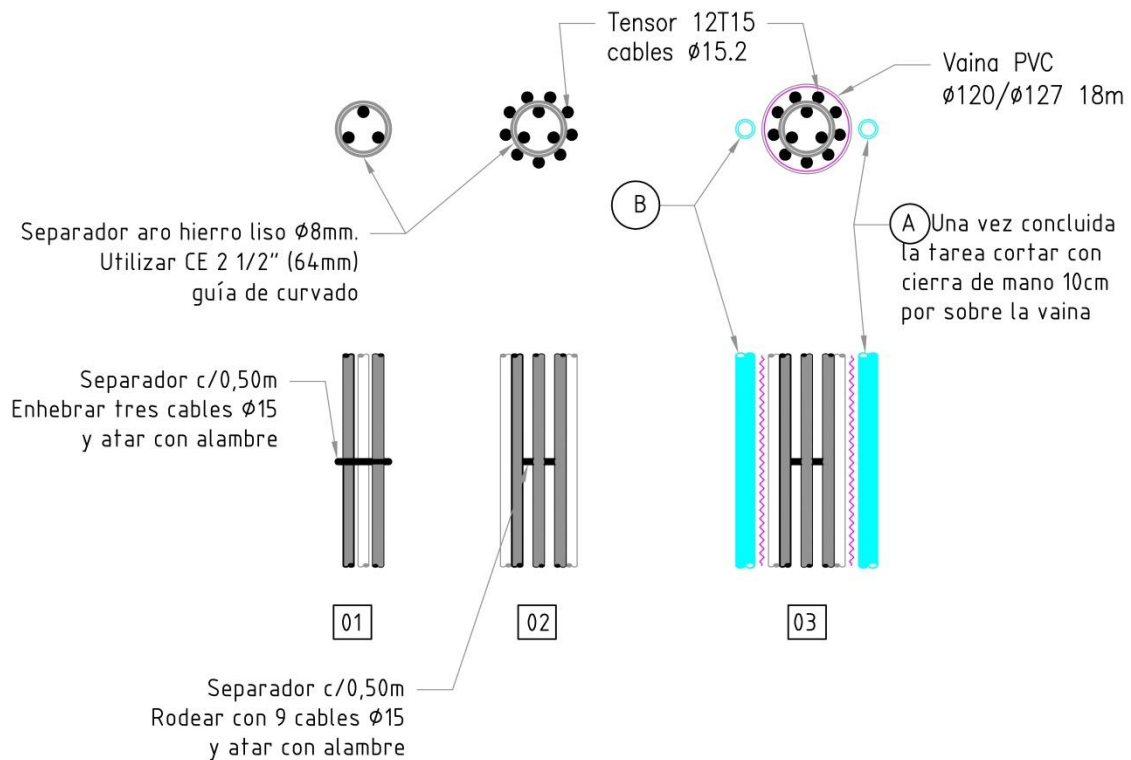


fig. 3.54 – Separadores de cables

3.6) Nivelación del fondo de la excavación

El trabajo realizado en la etapa anterior no garantiza una nivelación aceptable del fondo, dado que no puede ser controlada adecuadamente debido a dos factores importantes ya mencionados: la propia turbidez del agua estancada y el suelo en suspensión generado por la excavación con la cuchara.

En esta etapa se deberá procurar llegar a un nivel aceptable de fondo de la excavación, donde la cota a obtener se puede ver en la siguiente figura, de manera de poder predecir con un margen de error aceptable el volumen de relleno necesario del esqueleto granular de piedra 6/30 que servirá de apoyo tanto a las vigas principales como a los elementos "U".

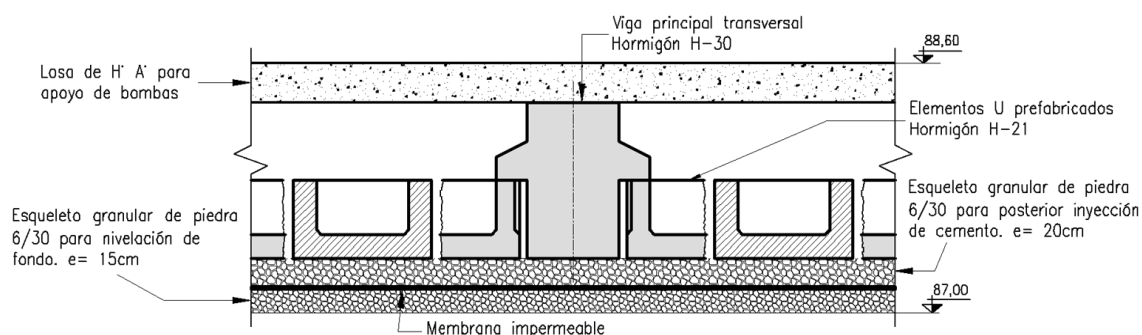


fig. 3.55 – Detalle de elementos se colocarán a partir del nivel de fondo +87 buscado

Una vez concluida la excavación gruesa, para reducir la ya mencionada turbidez, se propone incorporar un agente floculante que favorezca la decantación del material en suspensión. Puede utilizarse los mismos productos que se utiliza en la mantención de piscinas, en la referencia se especifica un link para un producto que podría ser utilizado.⁴⁵

Deberá respetarse la dosificación establecida en las instrucciones del producto dado que un exceso genera el fenómeno de floc inverso, y además será recomendable mantener el PH del agua en un entorno de 7.2 a 7.6.

En la siguiente figura se puede observar el dispositivo diseñado. Como se podrá notar el nivel de agua se encuentra por debajo del segundo arriostramiento de vigas, lo que es importante para permitir trabajar en seco al momento de desplazar y asistir a los buzos. Dado las fluctuaciones del nivel de la laguna, puede darse naturalmente, y en caso de no tener el nivel deseado se recurrirá al bombeo durante la jornada de trabajo, arrojando el agua directamente a la mencionada laguna.

Las guías del dispositivo estarán contenidas en el plano de referencia de las sondas introducidas en el agua. Por lo tanto deberá ser perfectamente nivelada.

⁴⁵ <https://www.hidrofil.com.ar/clarificantes/243-mak-power-floc-x-1lt.html>

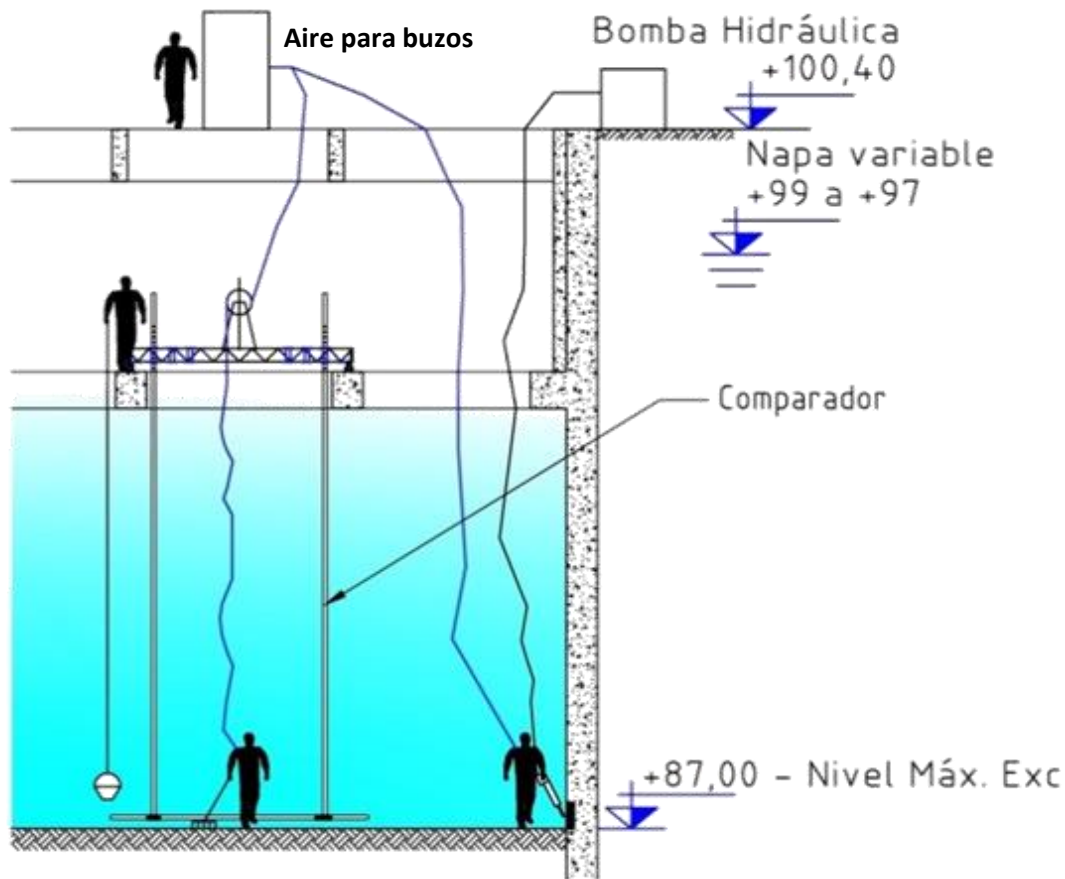


fig. 3.56 – Dispositivo comparador

En cuanto al uso del dispositivo, si se llega a un punto donde la cantidad a extraer es importante se recurrirá nuevamente a la cuchara y la grúa repitiendo el ciclo explicado en el punto anterior.

El dispositivo deberá barrer todo el fondo y guiar a los buzos en la determinación del estado del fondo valiéndose de la poca visibilidad que se haya logrado con el uso de los floclantes y con el tanteo del travesañ inferior en relación al fondo. En cuanto al mencionado travesañ inferior, se contará con distintas longitudes para adaptarlo a los anchos y espacios disponibles debido a las irregularidades propias de la tarea de excavación gruesa. Luego el material sobrante será desplazado con un rastrillo y elevado con la ayuda de capachos sujetos por una cuerda. En el nivel +95,65 se colocará una plataforma preparada para soportar 2tn con el uso de la grúa, sobre la cual se colocará un bolsón “big bag” de $1m^3$ con válvula inferior de descarga. El bolsón servirá para alojar el contenido de los capachos, una vez completos se elevarán con la grúa y descargarán a través de la válvula inferior al costado del recinto.

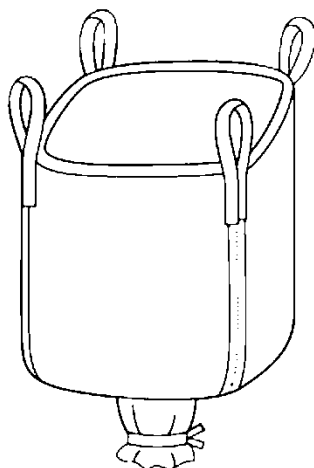


fig. 3.57 – Bolsón “big bag” con válvula de descarga⁴⁶

Como alternativa al uso de capachos y rastrillo se podría utilizar una bomba aspiradora como se ve en la figura. “Esta es un dispositivo sencillo que se usa para limpieza general y en excavaciones bajo el agua. Su descarga puede ser enviada a un lanchón o la boca de salida puede permanecer dentro del agua y su descarga dirigirse lejos de la zona de trabajo. Su operación generalmente se lleva a cabo por medio de un buzo, pero como el aparato es bastante pesado e incómodo, requiere estar sostenido desde arriba.

Se instala un tubo con extremo abierto, llamado tubo de descarga, al cual se fija una boquilla por dentro del propio tubo, precisamente arriba de su extremo inferior, al través de la cual se introduce aire comprimido, desde una línea próxima a la parte inferior de la salida del tubo. Este equipo se sumerge bajo el agua, justamente arriba de la formación del fondo y opera cuando el aire comprimido entra dentro del tubo de descarga al través de la boquilla.

El objeto de las aspiradoras, o bombas aspirantes, es disminuir la densidad del agua dentro del tubo mezclándola con aire, hasta el punto de que la presión externa en el extremo bajo del tubo sea suficiente para aspirar la mezcla y conducirla al nivel deseado. La aspiración fuera del agua depende de dos variables: del sumergimiento del tubo de descarga y del promedio de densidad de la mezcla, en el tubo de descarga. Esta última es susceptible de disminuir mediante mayor cantidad de aire inyectado, pero existe un límite, cuando las burbujas tienden a aproximarse mucho entre si y forman burbujas muy grandes que suben con mayor rapidez que el agua en el tubo y se produce el deslizamiento. Un aumento de absorción se obtiene únicamente mediante aumento en la profundidad de la operación. Para descarga bajo el agua, el tubo únicamente necesita ser lo suficientemente largo, como para alejar el material de la zona de trabajo.

La eficiencia de la bomba depende -en gran parte- del grado en el cual el aire se transforma en pequeñas burbujas y penetra al tubo de descarga. Se han ideado muchas boquillas complicadas y aditamentos aspersores, con la idea de obtener un sistema de dragado y barrenado por bombeo, pero éstos resultan ser complicaciones innecesarias en la mayoría de los casos. Sin embargo, una ligera reducción en el extremo inferior del tubo de descarga produce aumento en la velocidad del agua al entrar en el tubo y mejora la succión. Para operaciones comunes y. corrientes y aspiradoras idem, destinadas a trabajo bajo el agua, se

⁴⁶ <http://www.bralbol.com.ar/productos-y-bolsones-de-polipropileno.html>

necesita el mismo volumen de aire que de agua. Resulta difícil generalizar, pero a manera de guía, se puede decir que un tubo de descarga de 75mm de diámetro, con tubo inductor de aire de 25mm, probablemente tendrá una descarga máxima de 8-12 litros/seg aumentando hasta 40-60 litros/seg para tubos de descarga con diámetro de 150mm, con tubo inductor de aire de 40mm.”⁴⁷

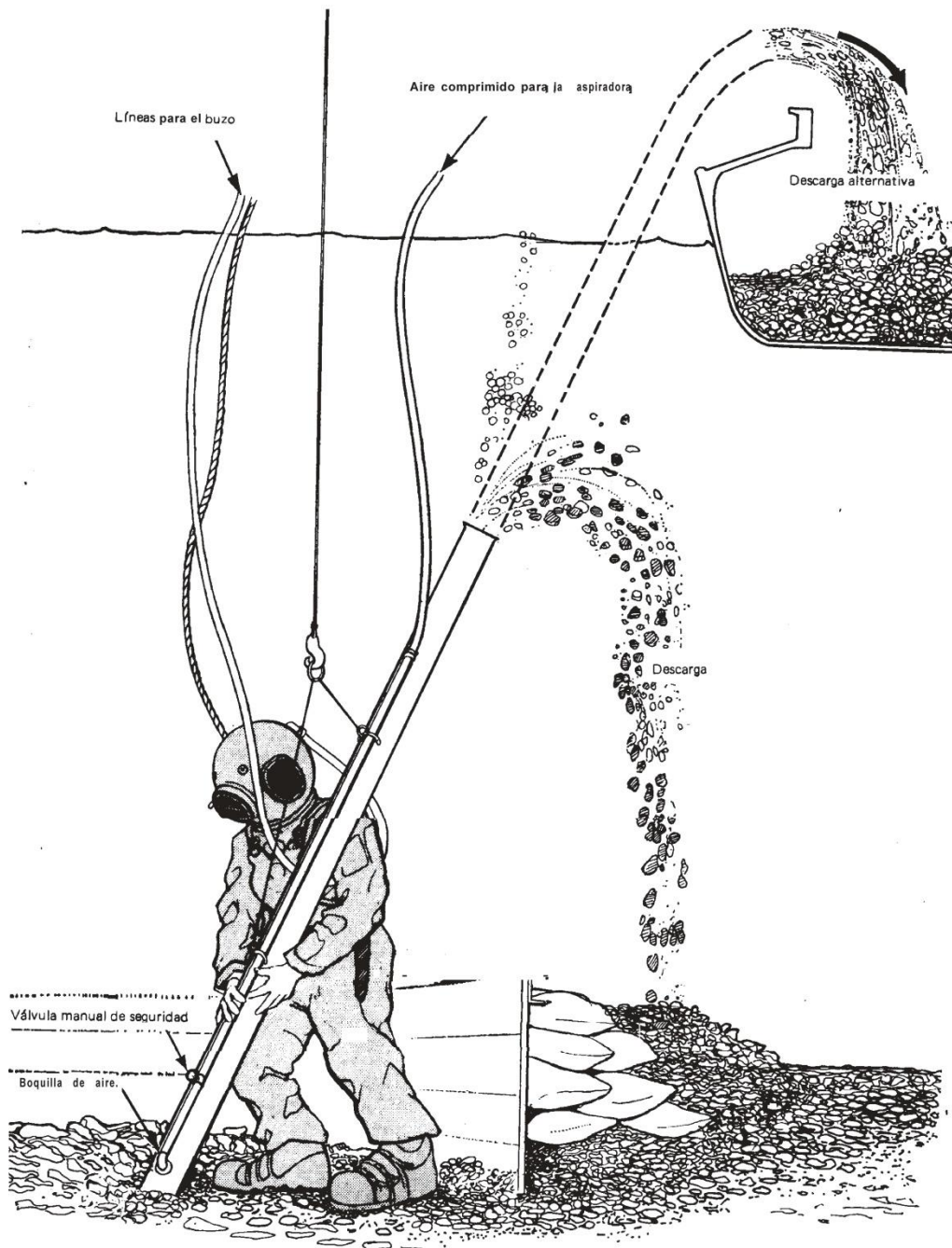


fig. 3.58 – Aspiración de detritus⁴⁸

⁴⁷ Trabajos de concreto bajo el agua, The Concrete Society, Inglaterra. Revista IMCYC, Vol. XI, No. 63, julio/agosto 1973

⁴⁸ Trabajos de concreto bajo el agua, The Concrete Society, Inglaterra. Revista IMCYC, Vol. XI, No. 63, julio/agosto 1973

Llevando esta técnica al caso en análisis sería conveniente la utilización de un receptáculo en el nivel +95,75 que una vez lleno pueda ser elevado por una grúa. Para ello se utilizaría El desnivel que se tiene es de 9m con lo cual se requeriría de un tubo de más de 10m. Esta metodología no prescinde del uso del dispositivo comparador.

Si comparamos ambos métodos, el primero es el más simple desde el punto de vista tecnológico y el segundo otorgaría mayor productividad.

En relación a la construcción del dispositivo a continuación se muestran más detalles y se realiza la verificación estructural.

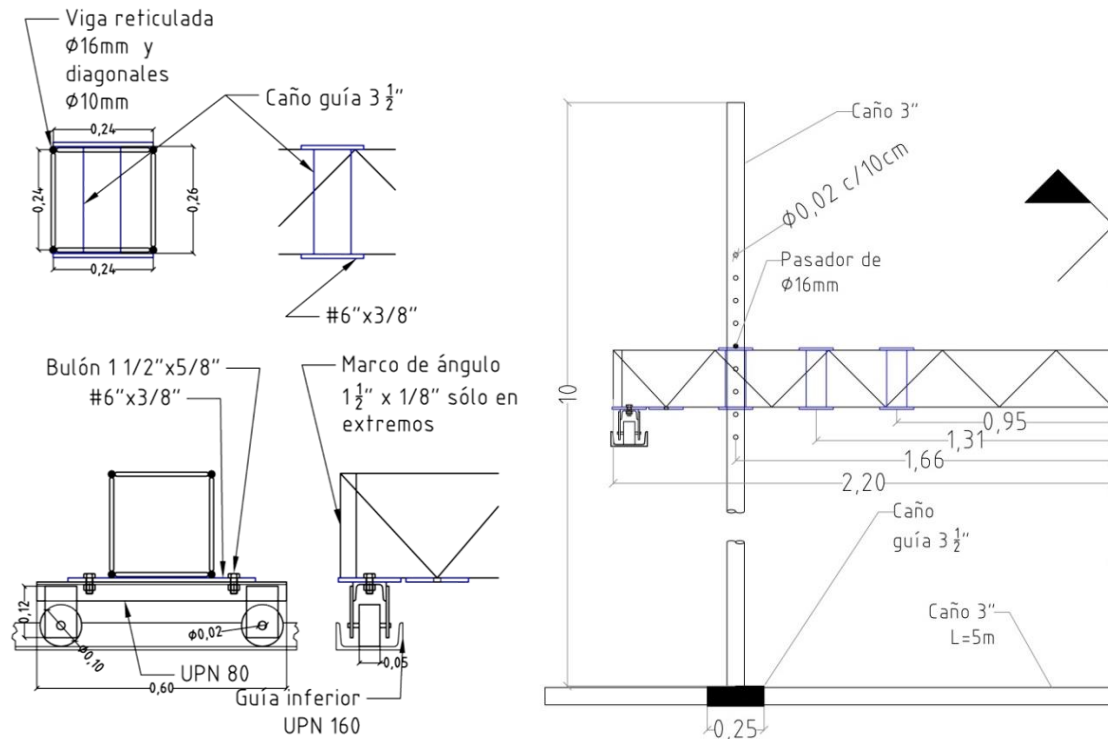


fig. 3.59 – Detalle constructivo dispositivo comparador

H=	0,30 m	Altura útil de viga
A=	0,30 m	Ancho viga
DV=	2 ϕ 12	Diagonal vertical
g _{DV} =	1,78 kg/m	Peso por metro
A _{DV} =	2,26 cm ²	Sección de las diagonales verticales
α_{DV} =	41 °	Ángulo de las diagonales con la horizontal
L _{DV} =	0,46 m	Longitud diagonal
s _{DV} =	0,35 m	Separación entre nudos
q _{DV} =	2,35 kg/m _{viga}	Peso de diagonales por metro de viga
DH=	2Ángulos 1 1/2"x1/8"	Diagonal Horizontal
g _{DH} =	3,72 kg/m	
A _{DH} =	4,74 cm ²	Sección de las diagonales verticales
α_{DH} =	60 °	Ángulo de las diagonales con la horizontal
L _{DH} =	0,35 m	Longitud diagonal
s _{DH} =	0,17 m	Separación entre nudos
q _{DH} =	7,44 kg/m _{viga}	Peso de diagonales por metro de viga
CSI=	4 Ángulos 2"x1/8"	Cordones superiores e inferiores
g _{CSI} =	10,08 kg/m _{viga}	Peso por metro
g _{TOT} =	19,87 kg/m _{viga}	Peso por unidad de longitud de viga
l=	6 m	Longitud entre extremos
q=	100 kg/m	Carga por unidad de longitud
Q=	600 kg	Carga Total
M _{DIM} =	45000 kg.cm	M _{DIM} =q.l ² /8
		Momento de dimensionamiento
R=V=	300 kg	R=Q/2
N _{DV} =	457,28 kg	N _{DIAG} =V/sen α
		Reacción de vínculo (y corte máximo para diagonales)
L _{DV} =	45,7 cm	
		Esfuerzo normal a tomar por la diagonal vertical más solicitada
r _{DV} =	0,3 cm	Longitud diagonal
		Radio de giro
λ_{DV} =	152,4 cm	Esbeltez
ω_{DV} =	4,58	Coefficiente de pandeo
σ_{DV} =	925,9 kg/cm ²	Tensión de trabajo diagonales
N _{CSI} =	1500 kg	
		Esfuerzo normal a tomar por el cordón superior o inferior
L _{CSI} =	34,5	Longitud a tomar para pandeo de cordones superior o inferior
r _{CSI} =	0,96 cm	Radio de giro
λ_{CSI} =	35,9 cm	Esbeltez
ω_{CSI} =	1,28	Coefficiente de pandeo
σ_{CSI} =	516,1 kg/cm ²	Tensión de trabajo diagonales

Es necesario aclarar también algunos aspectos importantes del trabajo de los buzos.

En el caso de que sea por buceo autónomo, si suponemos por comodidad el uso de una botella de 5lts a 200bar, lo que equivale a (recordar la ley general de los gases $\frac{P_1.V_1}{T_1} = \frac{P_2.V_2}{T_2}$, manteniendo constante la temperatura pasa a llamarse “Ley de Boyle Mariotte”, $P_1.V_1 = P_2.V_2$) $V_1.1bar = 5lts.200bar$, se tendrá un volumen a nivel del mar de 1000lts. Luego teniendo como referencia que el consumo a nivel del mar es “20lts/min”⁴⁹ a 1bar, a –10m sumergido se tiene 2bar, es decir, que el buzo necesitará exactamente el doble de volumen de aire por minuto o sea 40lts/min.

Si tiene una botella de 5lts a 200bar, es decir 1000lt a 1bar, se dispondrá de $1000lts/(40lts/min) = 25min$ de autonomía. Si se utiliza una de las botellas de mayor volumen, 18lts con 3960lts, se dispondrá de $3960lts/(40lts/min) = 99min$, 1hs 40min. Como puede notarse es poco tiempo, además de la incomodidad de la botella de 18lts. Por esta razón se preferirá el buceo “no autónomo” o con suministro de aire desde la superficie, ya que se podrá trabajar más tiempo.



fig. 3.60 – Botella para buceo 5lt 200bar (1000lts a 1bar) y 18lts a 220bar (3960lts a 1bar) ⁵⁰

*“En cuanto al suministro de aire, lo habitual es utilizar siempre dos medios de suministro, lo más frecuente es emplear un compresor de baja presión y una batería de botellas como fuente auxiliar, pero además el buceador debe llevar una botella de seguridad en su equipo.”*⁵¹

Como se expone en el párrafo anterior de un compresor de baja presión que pueda suministrar aire respirable, y a su vez tenga un pulmón de reserva, esto podrá cumplimentarse por ejemplo con el siguiente equipo.

⁴⁹ <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6350/1/TNP%20Cap%205%20Buceo%20SCUBA%202009.pdf>

⁵⁰ <https://www.cascoantiguo.com/es/p7902/botella-acero-5-l-200-bar-c-grifo--culote>

⁵¹ http://www.buceo21.com/REPORTAJES/buceo_profesional/aire.htm



fig. 3.61 – Compresor Nardi modelo Extreme 4, de baja presión 520lts/min, 270lts a 21bar (5670lts a 1ba, reserva) ⁵²

Se tendrá una reserva que alcanzará para $5670\text{lts}/(40\text{lts}/\text{min}) = 140\text{min}$ aproximadamente 2hs 30min.

En inmersiones inferiores a 10 m de profundidad el tiempo de estancia bajo el agua podrá ser de 5 horas. ⁵³

Considerando las 5hs recomendadas como límite de inmersión, y a su vez analizando el siguiente gráfico que contempla profundidad y tiempo, se puede ver que dentro del entorno de profundidades, sería recomendable que el tiempo de inmersión se reduzca a la mitad. Notar que para 100min se tiene el límite a 12m, con lo cual para menos de 10m serán aproximadamente 150min, o 2hs 30min.

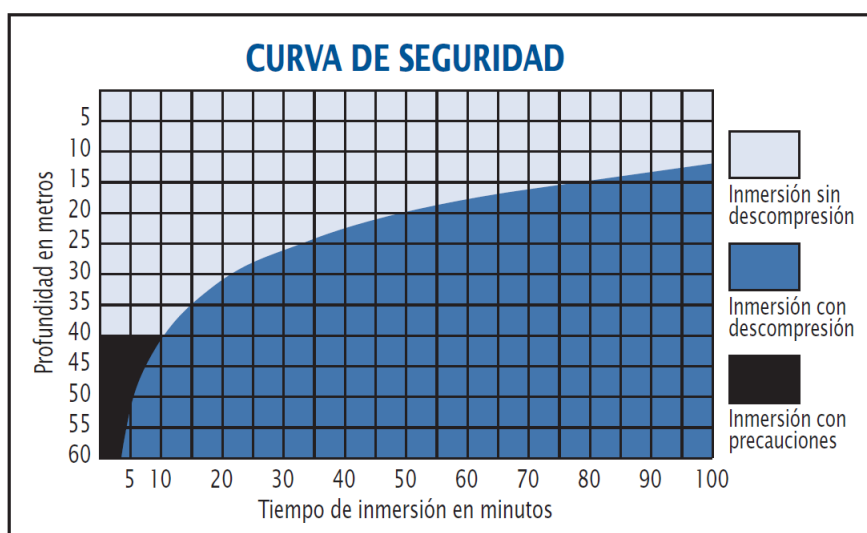


fig. 3.62 – Curva de seguridad para tiempos de inmersión y diferentes profundidades ⁵⁴

⁵² <https://www.cascoantiguo.com/es/p7902/botella-acero-5-l-200-bar-c-grifo--culote>

⁵³ http://www.buceo21.com/REPORTAJES/buceo_profesional/aire.htm

⁵⁴ http://treball.gencat.cat/web/.content/09_-_seguretat_i_salut_laboral/publicacions/imatges/qp_treballs_subaquatics_cast.pdf

A pesar de realizar buceo “no autónomo” por seguridad se deberá utilizar una botella por buzo, con lo cual los mismos deberán ser rellenos. Para realizar esta tarea se utilizan compresores de alta presión como el siguiente, el cual puede cubrir toda la gama de botellas que existen, tanto las de 200bar como 300bar.

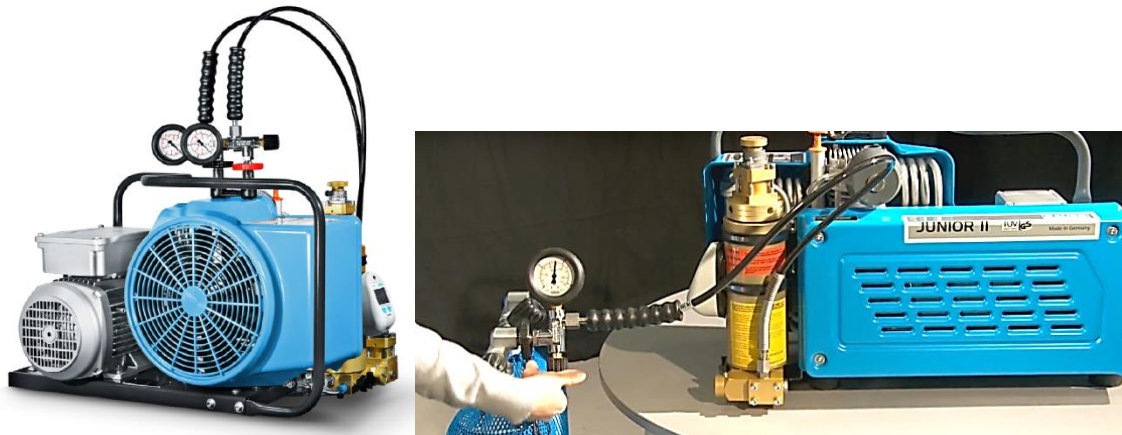


fig. 3.63 – Compresor Bauer Junio II de alta presión para carga de botellas de buceo de 200bars o 300bars – 100lts/min⁵⁵

Con el anterior compresor que puede comprimir 100lts/min y para llenar un tanque de 5lts a 200bar (1000lts a 1atm) se demorará 10min.

Dada la constante comunicación que deberá existir entre los buzos sumergidos y el exterior, existirá al menos otro buzo que controle y regule el aire suministrado y sea el nexo con el resto del equipo constructor. Para ello deberá disponerse de máscaras con cámara e intercomunicador.



fig. 3.64 – Máscara con cámara e intercomunicador⁵⁶

Otro aspecto a considerar es el control de flotabilidad, dado que al tener que trabajar en el fondo, el buzo pretenderá poder caminar como si estuviese en la superficie. Para ello se podrá utilizar un cinturón de pesos, el cual es de nylon de 50mm de ancho, que sostiene pesos de plomo, que en función de su cantidad permitirá regular la mayor o menor flotabilidad⁵⁷.

⁵⁵ <http://www.bauer-kompressoren.de/es/productos/aire-respirable-deporte/compact-line-100-140-lmin/junior-ii-100-lmin/>

⁵⁶ <http://www.trabsub.com/>

⁵⁷ <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/6350/1/TNP%20Cap%205%20Buceo%20SCUBA%202009.pdf>

3.7) Picado de bordes

La función de este picado es brindar la conexión necesaria entre los elementos "U" de borde y los lados de 11.20m de la pantalla de hormigón a través de una viga de fricción como puede verse en la siguiente figura.

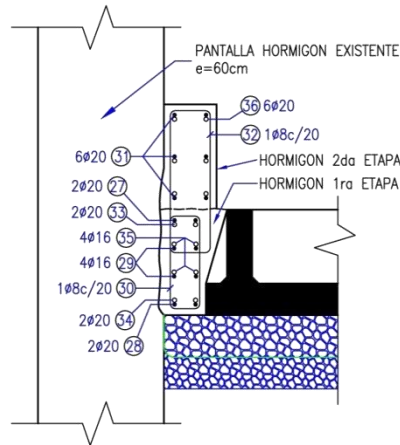


fig. 3.65 – Picado de bordes para la posterior construcción de viga de fricción

A medida que se va avanzando con las tareas de nivelación se puede proceder al picado y corte de la pared. Los restos del picado se elevarán de la misma forma que en el punto anterior, es decir, con la ayuda de capachos. Para realizar la tarea se seleccionará un picador o martillo hidráulico convencional. Esto se justifica ya que la presión interna a la que está sometido para su funcionamiento es muy superior a la hidrostática. Sin embargo también existen específicamente de uso subacuático como por ejemplo el "Stanley Modelo CH 15SUB". Este último es más aconsejable si las tareas son muy prolongadas y además es un medio muy agresivo, como por ejemplo, agua de mar.

PICADOR	CH 15SUB	CH 18SUB
Peso	7 kg	11 kg
Dimensión	430x80 mm	510 x80 mm
Caudal	26 - 34 l/min	26 - 34 l/min
Presión	70 - 140 bar	105 - 140 bar
Golpe al minuto	2000	2000
Energía di battuta	12 J	12 J
Ataque hexagonal	0,580" collar oval	0,580"



fig. 3.65 – Martillo hidráulico (picador hidráulico)⁵⁸

⁵⁸ Stanley Hydraulic Tools. Herramientas Hidráulicas Stanley.pdf - Página 14. En: <http://www.neumac.es/htm/es/manual/manual.php>

3.8) Replanteo de la posición de los anclajes

En esta etapa se realizará el replanteo de la posición de los anclajes para luego realizar en la siguiente etapa la perforación y posterior introducción de los anclajes activos e inyección del bulbo correspondiente.

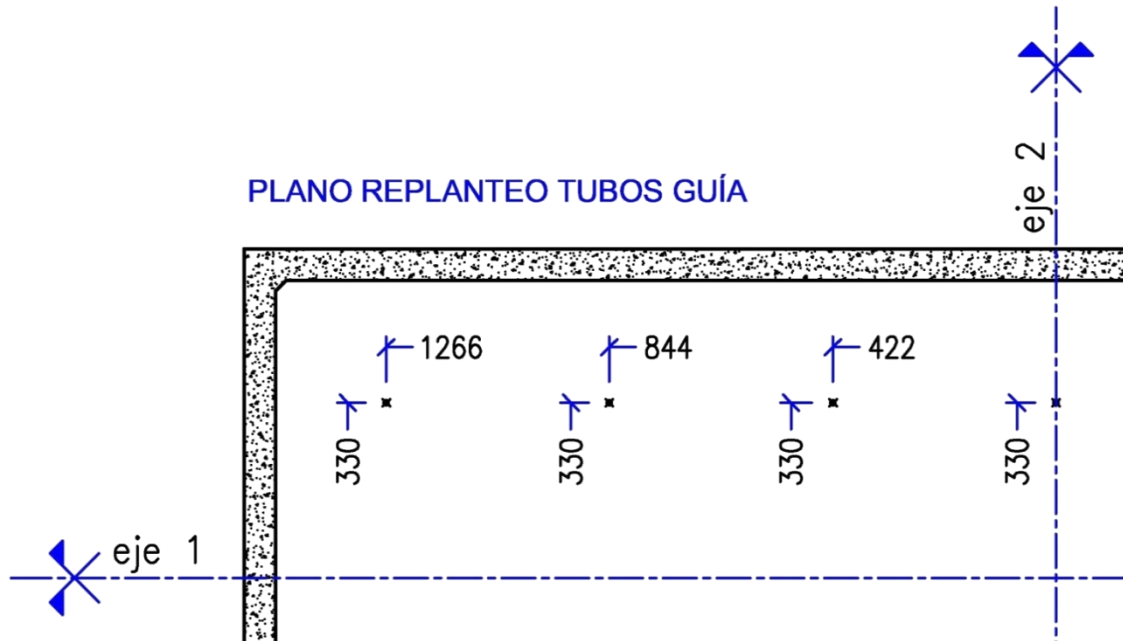
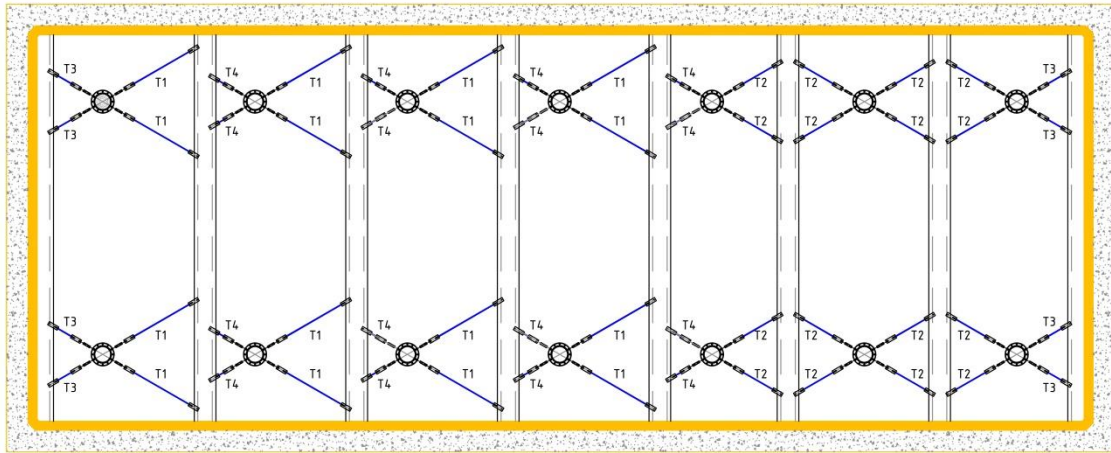


fig. 3.66 – Ubicación de centros de anclajes activos en el fondo del recinto

Debido a las ya mencionadas dificultades de trabajar bajo agua y la escasa visibilidad no resulta factible el replanteo en el fondo del recinto, obligando a realizarlo en seco, por ejemplo, en plano coincidente con la cota +100,40, y complementado con el traslado de los ejes de replanteo al plano +95,75, de esta manera se tendrán dos planos de referencia. Sin embargo el problema sigue sin resolverse dado que resta el traslado del centro de cada anclaje al fondo de la excavación.

Para solucionar este inconveniente se recurrirá a la utilización de un tubo, que posicionado en los mencionados planos, más un control de verticalidad con plomada, permitirá ubicar los anclajes en el plano buscado. El tubo en cuestión además permitirá guiar la perforación, administrar líquidos tixotrópicos (lodos bentoníticos o tipos de gel), colocar e inyectar los anclajes, etc, tareas que se tratarán más adelante.

El tubo será suspendido del extremo de la pilotera, en caso de poseer un guinche o en su defecto desde una grúa, y se dispondrá de cuatro tensores por cada uno como se ve en la figura, que permitirán ajustar y mantener la verticalidad y posición.



PLANTA Nivel +95,65

fig. 3.67 – Esquema de todas las posibles posiciones del tubo guía y los tensores necesarios

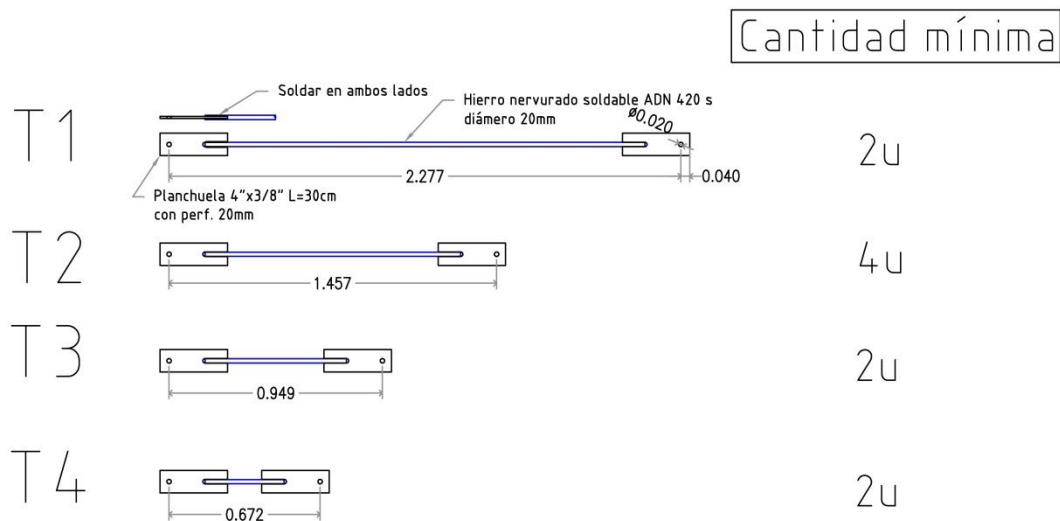


fig. 3.68 – Esquema de los tensores fabricados

Tensor 3/4" x 6" (15cm de tensado)
Crosby, Quijada y Quijada (horquilla-horquilla)

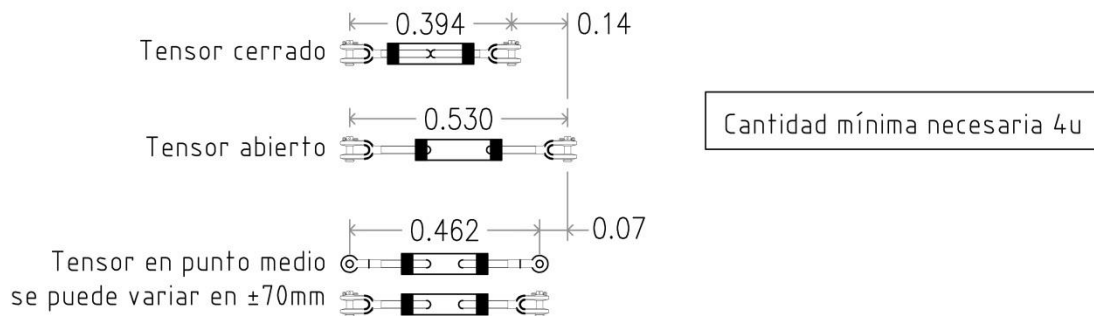


fig. 3.69 – Esquema de los tensores comerciales

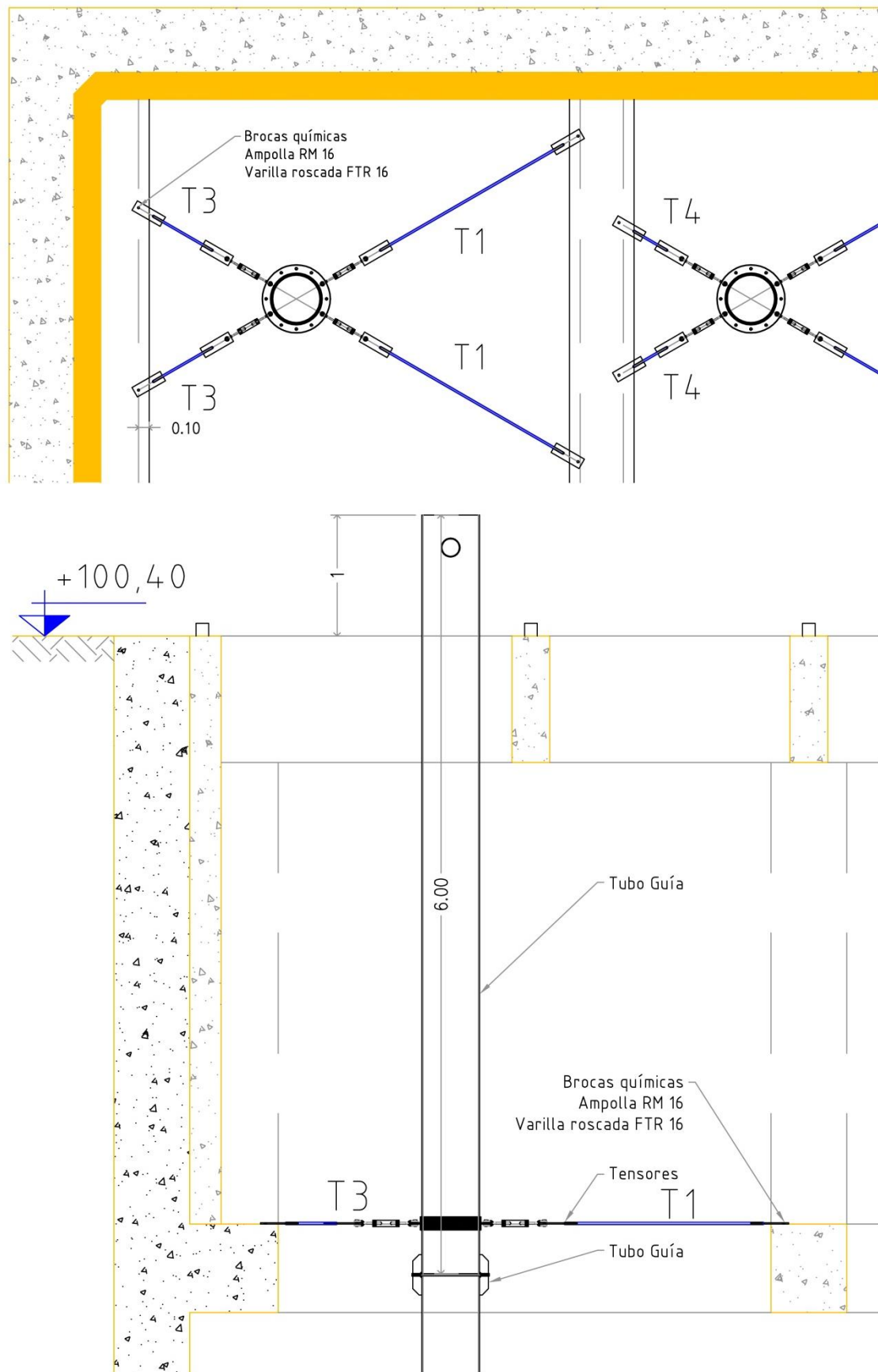


fig. 3.70 – Fijación a vigas existentes

En cuanto a la propia construcción del elemento guía constará de dos partes, una de ellas se hincará en el suelo y la otra podrá desacoplarse de manera tal que pueda reutilizarse para el siguiente extremo a hincar. Se seleccionará un tubo cuyo diámetro exterior será de 18", 457mm, y espesor 3/8", 9.5mm lo que implicará un diámetro interno de 438mm que es compatible para el caso de que se utilice una mecha de 30cm a 40cm de diámetro.

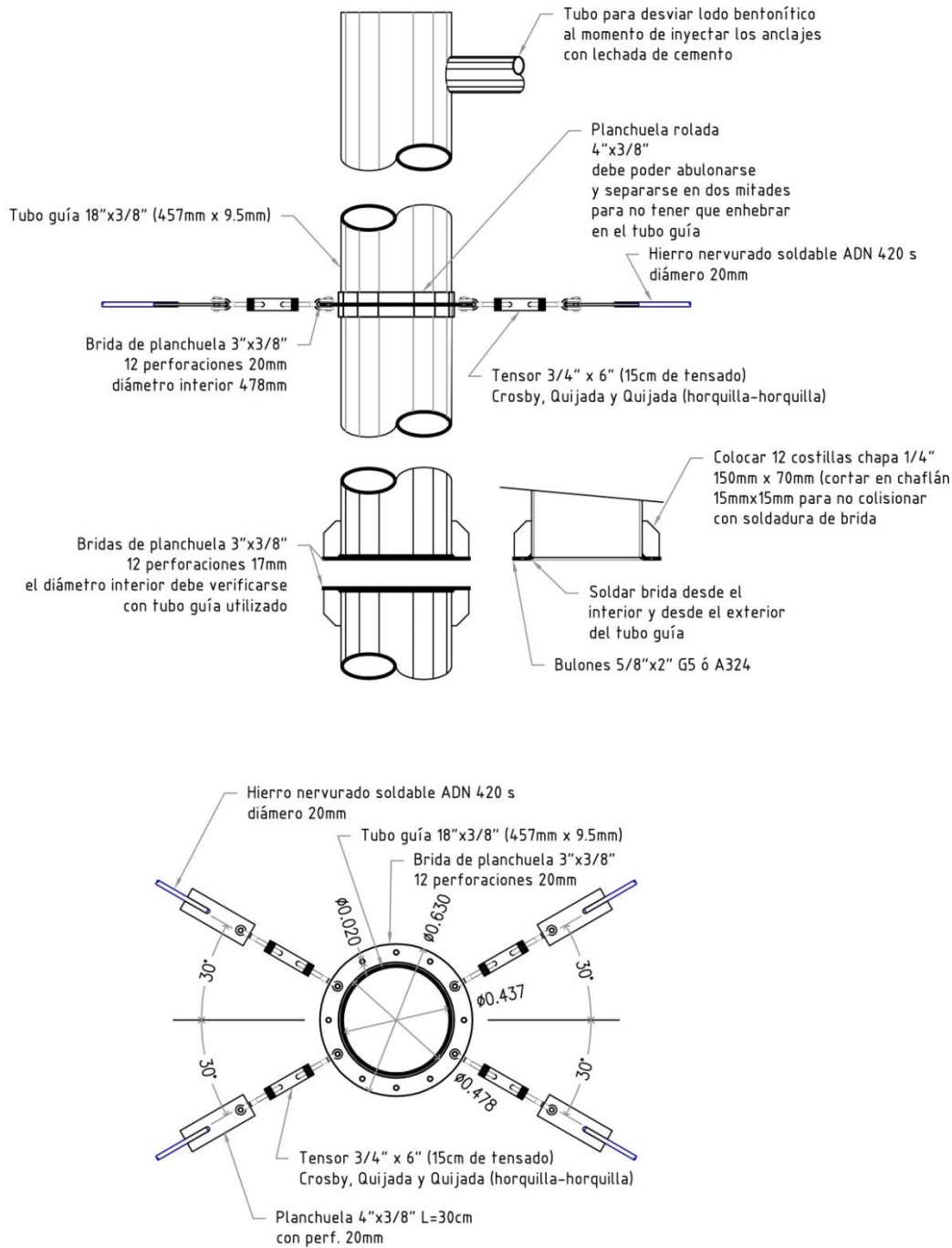


fig. 3.71 – Esquema del tubo guía

Una vez asegurada la posición y verticalidad se hincará el extremo inferior desmontable del tubo guía con la ayuda del mismo sistema hidráulico que empuja el barrenó de la pilotera. Posteriormente se iniciará a la perforación y demás tareas que se describirán a continuación.

3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección de bulbos

Con la seguridad de haber controlado la posición y verticalidad del tubo guía, el mismo se llenará con lodo bentonítico, luego se realizará la perforación, y posteriormente se colocará el sistema de anclaje activo. En este punto se podrá realizar la inyección del bulbo y por último retirar la extensión del tubo guía para ser reutilizado en la siguiente posición, repitiendo los mismos pasos del punto anterior y del presente ítem hasta completar la totalidad de los anclajes.

En cuanto a la elaboración del lodo bentonítico se podrá utilizar un equipo similar al de la siguiente figura con el cual se podrán elaborar entre 10 y 15 m^3 de lodo por hora. Para realizar la perforación se requerirán al menos 6 m^3 por pozo. En función de una dosificación aproximada, se tiene que por cada metro cúbico de agua se requerirá una bolsa de 25kg de bentonita.



MODELLO/ TYPE		STM 1000 E	STM 1500 E	STM 1800 E	STM 2000 E
Capacità vasca/Tank capacity	[m^3]	1,2	1,8	2,0	2,2
Produzione/Output	[m^3/h]	10/15	15/18	18/20	20/22
Portata pompa/Pump delivery	[m^3/h]	200	200	200	200
Motore elettrico/Electric Motor	[Kw]	11	11	11	11
Lunghezza/Length	[m]	2,2	2,4	2,4	2,4
Larghezza/Width	[m]	1,6	1,6	1,6	1,6
Altezza/Height	[m]	1,2	1,35	1,55	1,75
Peso/Weight	[Kg]	850	950	1.050	1.050

fig. 3.72 – Equipo para la elaboradora de lodos bentoníticos⁵⁹

Durante la perforación los detritus resultantes serán extraídos por la mecha, sin embargo parte de ellos se mezclarán con el lodo de manera tal que el mismo no podrá ser reutilizado salvo que se utilice un sistema para el desarenado.

⁵⁹ http://gandara.com.mx/img/uploads/Mezclador%20de%20Bentonita_1499467446.pdf

Además se deberá disponer de un depósito para contener el lodo desalojado del tubo guía al momento de realizarse la inyección del bulbo.



fig. 3.73 – Contenedor de lodo⁶⁰

En lo que concierne al equipo para realizar la perforación se seleccionará una pilotera marca TesCar, modelo CF 10, que tiene la particularidad de extender el eje de su mecha hasta 3,20m y además puede llegar a una profundidad de 36m.

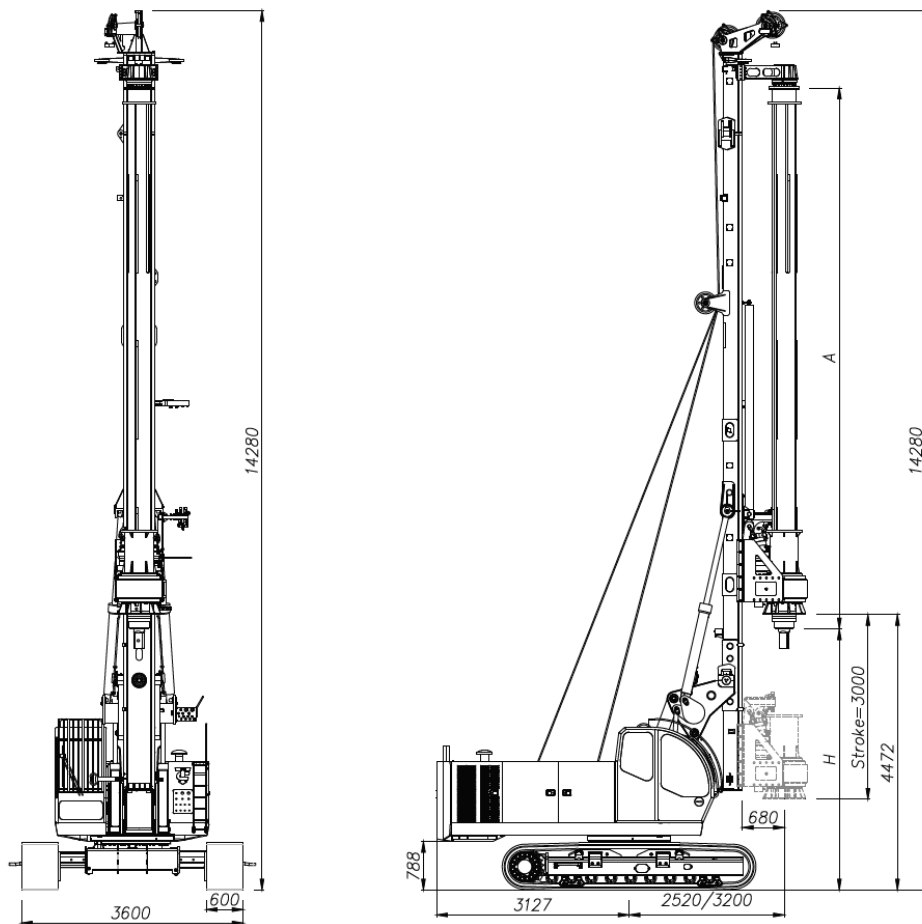


fig. 3.74 – Pilotera TesCar CF10⁶¹

⁶⁰ http://www.tescar.com/admin/_static/files/testi/133828774617187/135238836929687.pdf

Aste a bloccaggio

Mechanical locking kelly bar

Elementi	Ø _e 1° tubo		Lunghezza (A)		Profondità		Altezza (H)	
Elements	Ø _e 1st tube		Length (A)		Depth		Height (H)	
	(mm)	(ft)	(mm)	(ft)	(m)	(ft)	(mm)	(ft)
5	378	1,24	9300	30,5	40	131	3993	13
5	378	1,24	8500	28,8	35	115	4340	14,1

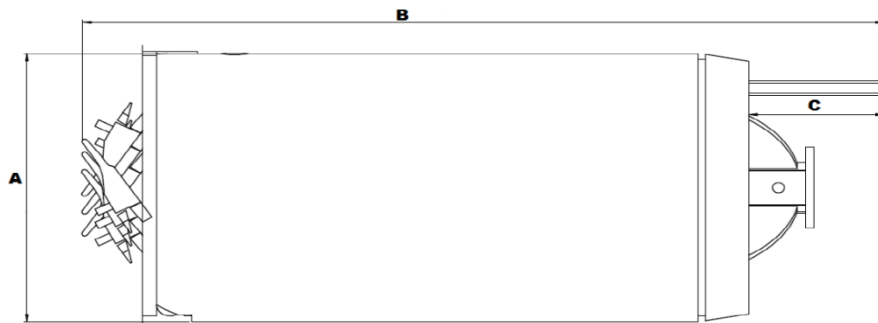
Dimensioni di perforazione	Drilling dimensions			
Diametro massimo *	Max. diameter *		1300 mm	51,2 in
Diametro minimo	Min. diameter		400 mm	15,7 in
Profondità massima	Max. Depth		36 mm	4,9 ft

Dimensioni per il trasporto	Transport dimensions			
Altezza	Height		3100 mm	10,2 ft
Lunghezza	Length		10755 mm	35,3 ft
Larghezza	Width		2500 mm	8,2 ft
Peso (con asta da 36 m)	Weight (with 36 m kelly bar)		30000 kg	66.139 lbs

fig. 3.75 – Pilotera TesCar CF10 – algunas características técnicas⁶²

Para realizar la tarea se recurrirá a un balde de perforación dado que si se utiliza una mecha el material recogido se mezclará con el lodo estabilizante. En caso que el avance se vea interrumpido por la dureza del suelo, se cambiará la herramienta por una mecha al sólo efecto de poder continuar la perforación. Una vez superado el inconveniente se seguirá con el balde.

En cuanto al balde y a la mecha se seleccionarán de 400mm de diámetro, que es el mínimo que acepta el equipo de perforación.



D= Doble Tapa
E= Puntas de Corte
F= Espesor Rolo

	Ø 300	Ø 400	Ø 500	Ø 600	Ø 700	Ø 800	Ø 900	Ø 1000	Ø 1100	Ø 1200
A	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
B	1480	1480	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
C	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
D	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido
E	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional
F	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8

fig. 3.76 – Balde de perforación⁶³

⁶¹ http://www.tescar.com/admin/_static/files/testi/133828774617187/135238836929687.pdf

⁶² http://www.tescar.com/admin/_static/files/testi/133828774617187/135238836929687.pdf

⁶³ <https://www.renmaq.com/herramientas>



fig. 3.77 – Balde de perforación ⁶⁴

E= Puntas de Corte

F= Espesor Chapa

G= Sentido Giro

	Ø 300	Ø 400	Ø 500	Ø 600	Ø 700	Ø 800	Ø 900	Ø 1000	Ø 1100	Ø 1200
A	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
B	101,6	101,6	101,6	101,6	101,6	101,6	220	220	220	220
C	99,2	149,2	199,2	249,2	299,2	349,2	340	390	440	490
D	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido	A pedido
E	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional	opcional
F	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	1/2	1/2	1/2	1/2
G	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

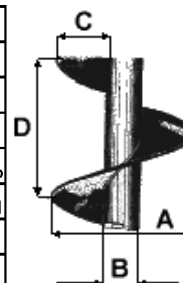


fig. 3.78 – Mecha helicoidal ⁶⁵

El otro elemento necesario es un ensanchador del diámetro de la perforación que servirá para realizar el bulbo inferior. Como se puede ver en la figura, el mismo consiste en un balde cuyo diámetro cerrado es de 40cm, y al llegar al fondo de la perforación y ser presionado contra éste, despliega dos aletas. Luego girando la herramienta el suelo excavado ingresa en el interior del ensanchador. Al concluir y retirarlo se cierran nuevamente las mencionadas aletas permitiendo así que pueda pasar por el diámetro original. Notar en la figura el enganche que varía de posición cuando las aletas están en el interior del balde y cuando las mismas están en el exterior.

⁶⁴ <https://www.renmaq.com/herramientas>

⁶⁵ <https://www.renmaq.com/herramientas>

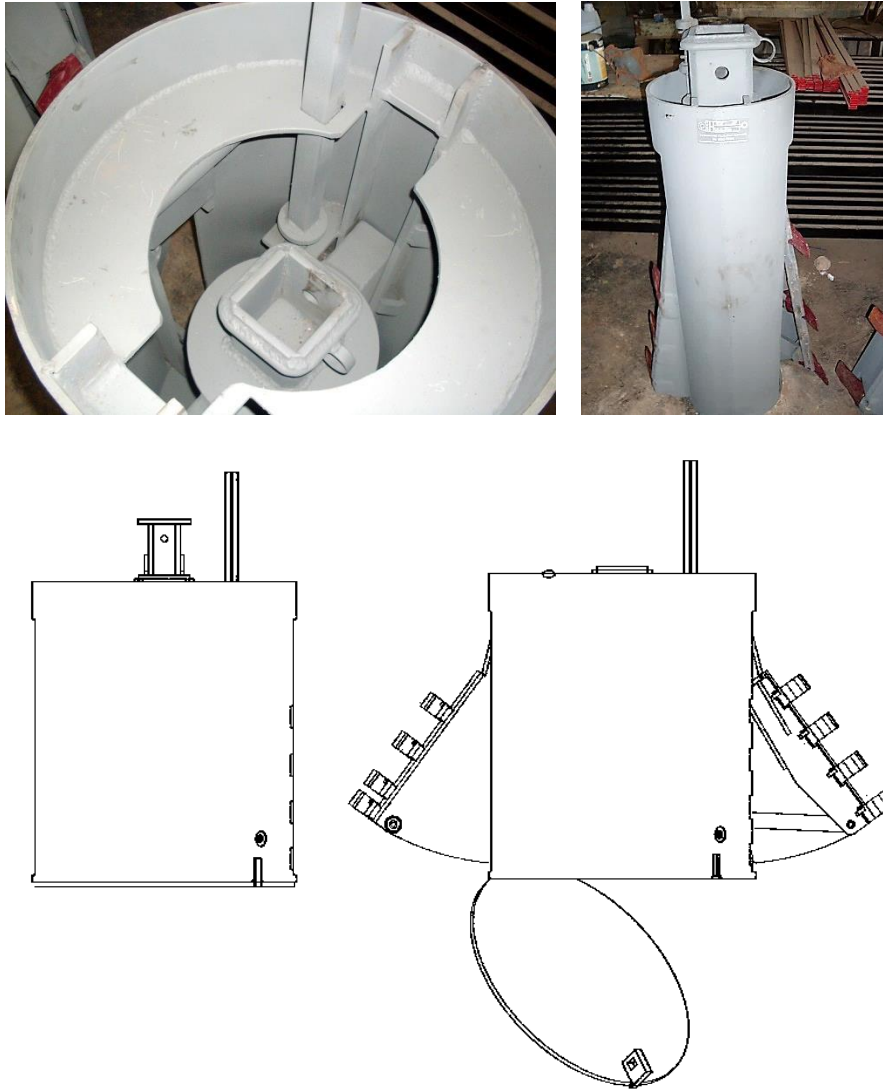


fig. 3.79 – Ensanchador para generar bulbo (pueden solicitarse su fabricación a medida)⁶⁶

⁶⁶ Bulbo ensanchador: <https://www.renmaq.com/herramientas>

En el siguiente esquema se muestran las profundidades y como se posicionaría la pilotera.

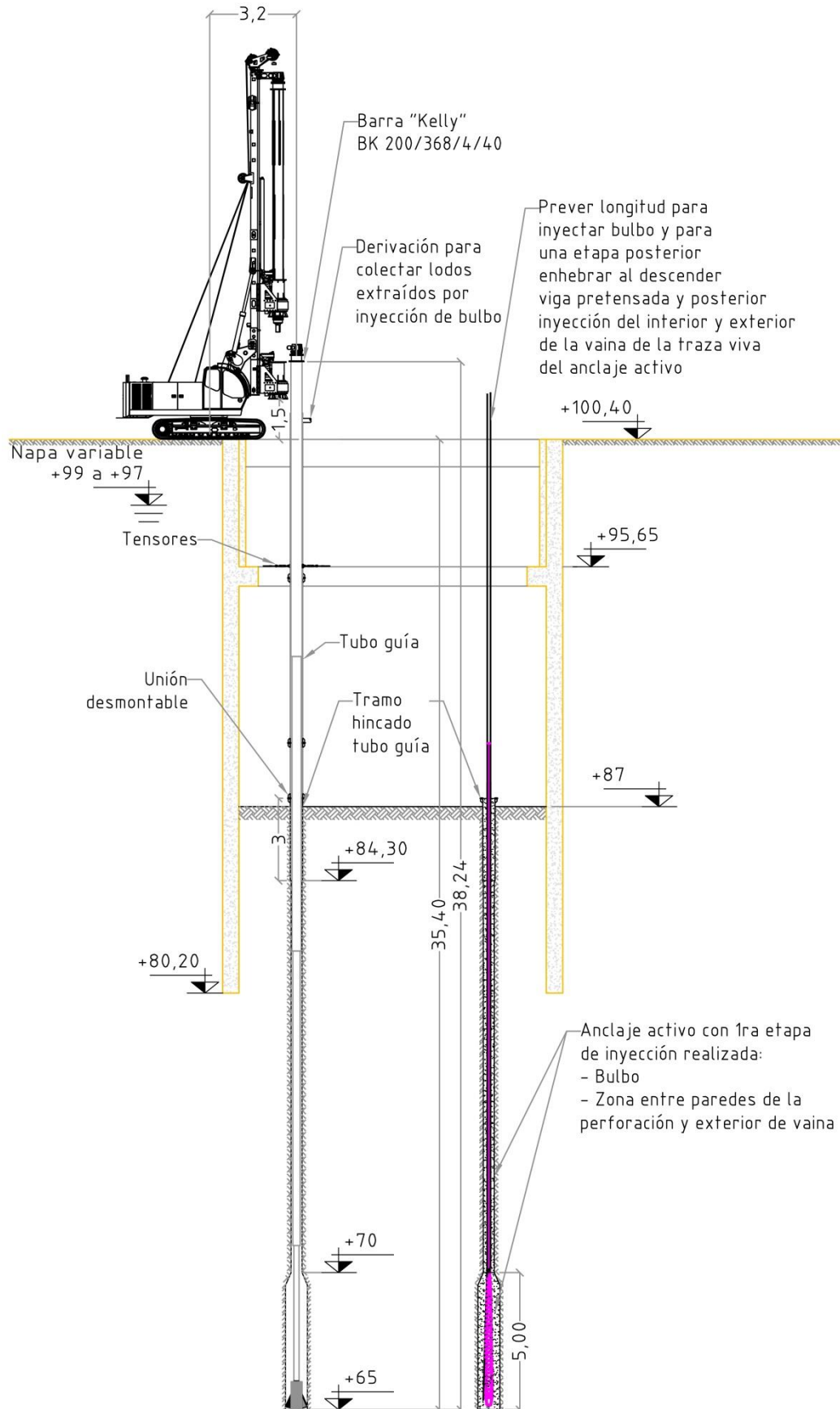


fig. 3.80 – Esquema general de posicionamiento de pilotera

Lo descripto es útil para realizar un bulbo convencional de un pilote que va entre 0,5m y 1m y sin embargo en este caso se requiere una longitud de 5m. En la siguiente figura, se expone cómo utilizando esta herramienta se puede lograr la longitud buscada.

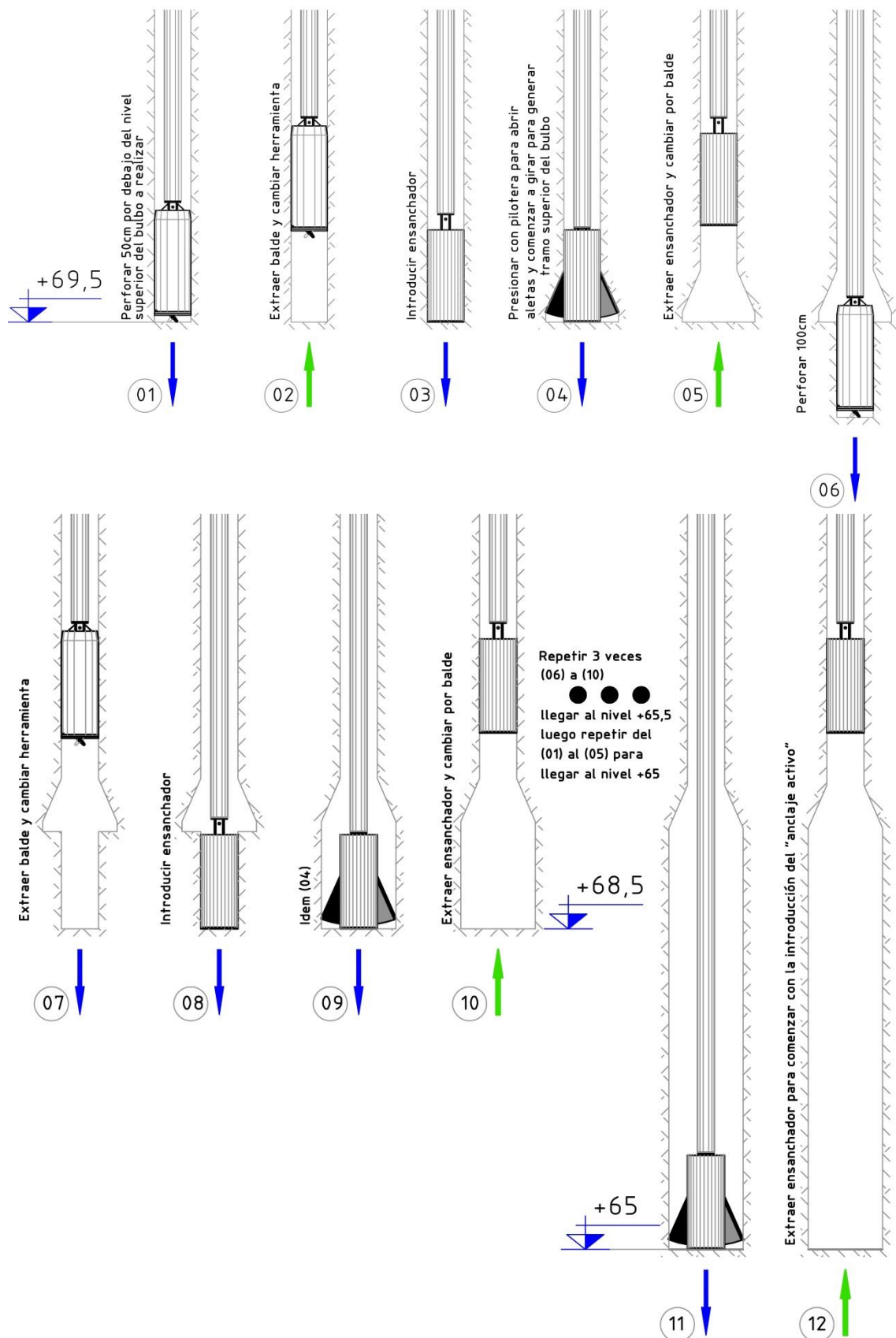


fig. 3.81– Procedimiento para realizar el bulbo

El siguiente paso consiste en suspender el anclaje del cabrestante de la pilotera para realizar su descenso ya que tiene una capacidad de 10tn (22.481 lbs), muy superior al peso del anclaje (ver punto 3.6).

Argani idraulici	Hydraulic winches				
Argano principale	Main winch line pull	10000	daN	22.481	lbs
Argano di servizio	Service winch line pull	5500	daN	12.364	lbs

fig. 3.82 – Pilotera TesCar CF10 – capacidad del cabrestante⁶⁷

Posteriormente se realizará la inyección del bulbo utilizando lechada de cemento. “Las lechadas empleadas en la formación del bulbo, dependiendo de las características del terreno, se dosificarán con una relación agua/cemento (a/c) comprendida entre 0,4 y 0,6, salvo indicación contraria del Director de las Obras.

El cemento será resistente a la presencia de sustancias agresivas en el terreno (p.e. sulfatos).”... “Prevía autorización del Director de las Obras, y siempre que no sean dañinos al tirante y a la inyección, se podrán utilizar aditivos para aumentar la manejabilidad y compacidad de la lechada, para reducir el agua libre y la retracción y para acelerar el fraguado. No deben contener más de un 0,1% en peso de cloruros, sulfatos o nitratos.

Si fuera necesario, y para limitar las pérdidas en la perforación, se podrá incorporar arena a las lechadas de cemento. En este caso debe ensayarse previamente la mezcla para estudiar su inyectabilidad.”⁶⁸

type*1	max. flow rate	max. discharge pres.	pump type*2	power input	external hydraulic	effective mixer volume	puffer tank volume	length	width	height	weight
low pressure	l/min	bar		kW	l/min x bar	l	l	mm	mm	mm	kg
IS-33-E	40	16	EP-33	4,5	-	150	150	1440	710	1250	240
IS-33-E-light	45	40	EP-35-It	7,5	-	150	200	1620	820	1440	415
IS-35-E	65	50	EP-35	12,3	-	150	200	1620	820	1440	445
IS-35-E	10-30	30	EP-35	14	-	150	300	1620	820	1500	445
IS-35-H	55	50	EP-35-It	-	60 x 180	150	300	1650	820	1600	445
IS-38-E	75	24	EP-38	7,1	-	150	300	1850	810	1500	430
IS-38-E	20-70	24	EP-38	7,1	-	150	300	1850	810	1500	450
IS-38-H	75	24	EP-38	-	60 x 140	150	300	1850	810	1600	405

Other sizes, types and features on request
*1) IS Grout Plant: -E electric drive; -H hydraulic drive
*2) EP- eccentric screw pump

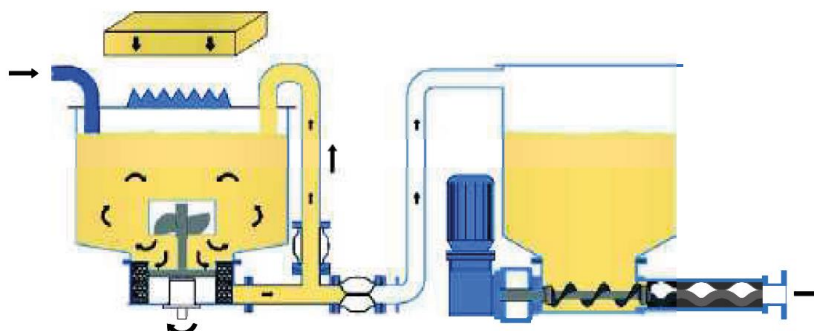


fig. 3.83 – Equipos de inyección: para el trabajo a baja presión ($P < 40-50$ Bar) Gertec IS 38 E⁶⁹

⁶⁷ http://www.tescar.com/admin/_static/files/testi/133828774617187/135238836929687.pdf

⁶⁸ Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Dirección General de Carreteras. 2a edición - Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2004.

⁶⁹ <http://www.gertec-gmbh.de/GERTEC-hose-pumps-grout-plants-foamed-concrete-mixer/GERTEC-products-mixer-grout-plants-foamed-concrete-mixer-hose-pumps/grout-plants-IS-br-types-products-overview/>



fig. 3.84 – Equipos de inyección: para el trabajo a baja presión ($P < 40\text{-}50\text{ Bar}$) Gertec IS 38 E⁷⁰

⁷⁰ <https://www.youtube.com/watch?v=b3X5DemdopQ>

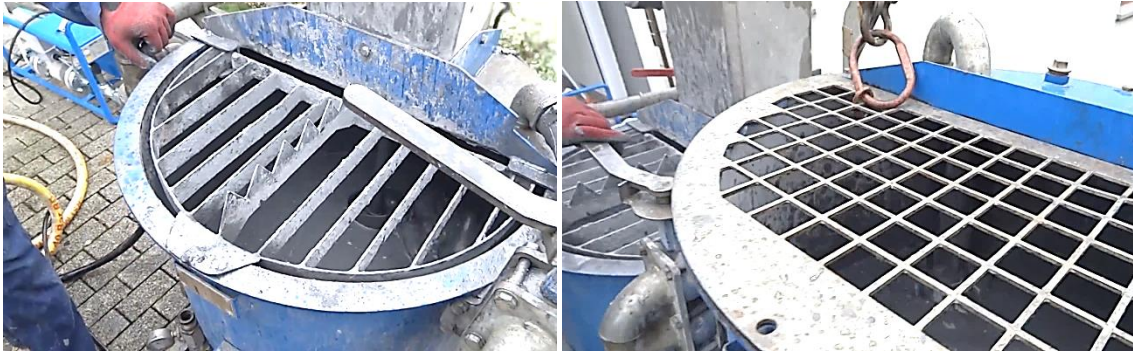


fig. 3.85 – Equipos de inyección: para el trabajo a baja presión ($P < 40\text{-}50\text{ Bar}$) Gertec IS 38 E⁷¹

⁷¹ <https://www.youtube.com/watch?v=ZSp5GaQbiRk>

3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular

Se colocará la primera capa de agregado granular para consolidar el fondo de la excavación con la utilización de la grúa y cuchara utilizadas para la excavación gruesa y la nivelación será realizada por los buzos con la ayuda del dispositivo comparador. Se colocará una capa de 15cm de piedra 6/30 cuyo volumen aproximado será $0.15\text{ m} \times 11.20\text{ m} \times 29.5\text{ m} = 50\text{ m}^3$.

Posteriormente los buzos desplegarán una membrana que será suspendida del comparador para lograr mantener una línea. Como membrana se podrá utilizar agropol 400 micrones⁷² el cual se presenta en rollos de 4m x 50m. El rollo no viene de 4m de largo, con lo cual se deberá preparar un caño de más de 4m y re-enrollar el film. Según se ve en la figura se coloca según la menor dimensión, requiriéndose 12m aproximadamente, y luego solapando 50cm, se logra cubrir la totalidad del recinto. En la medida que el film se despliega para asegurar la permanencia y además prevenir futuras roturas, se agregará parte de la segunda capa granular, dejando espacio para el solape de la siguiente membrana que se coloque.

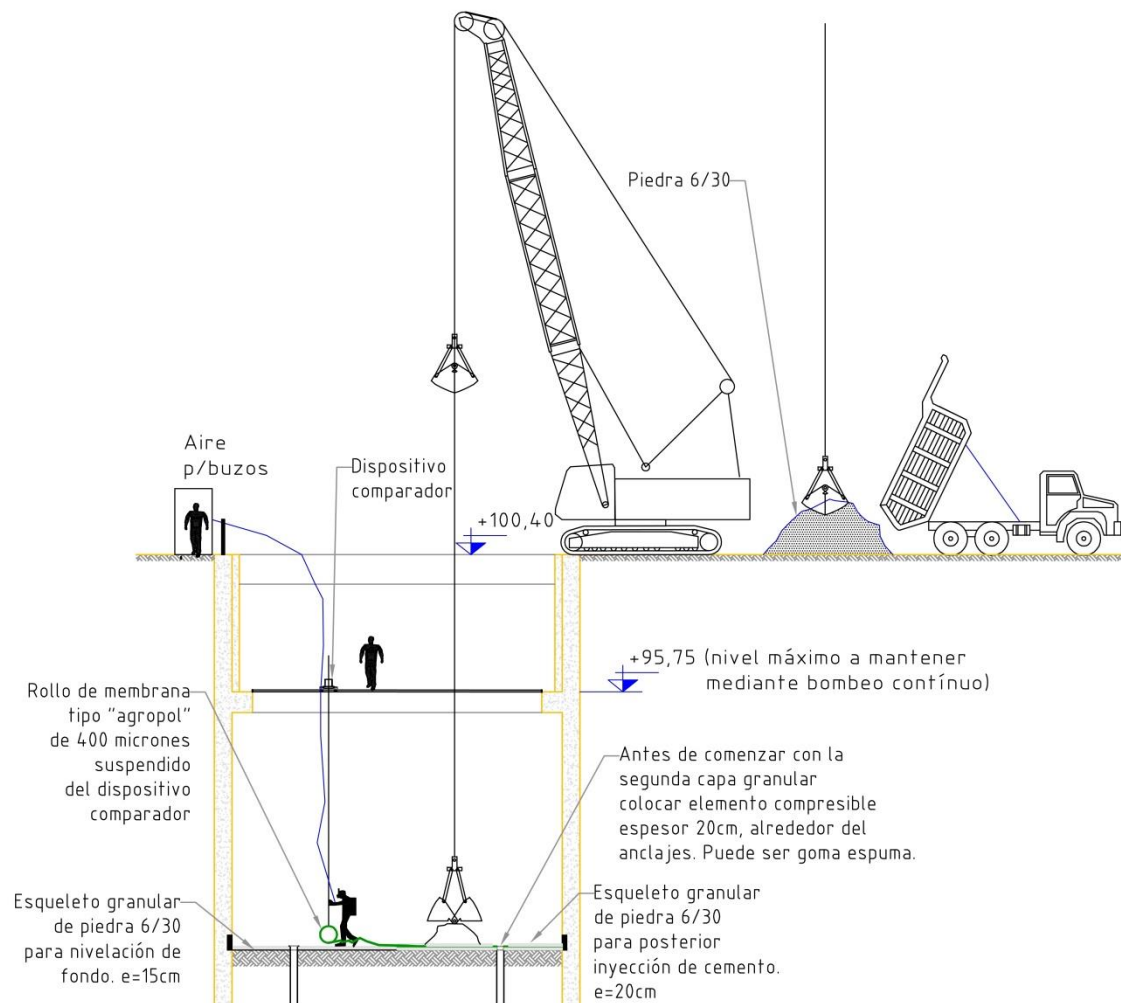


fig. 3.86 – Colocación de capas granulares y primera barrera hidráulica.

⁷² <http://agropol.mercadoshops.com.ar/agropol-3x100x100-4xJM>

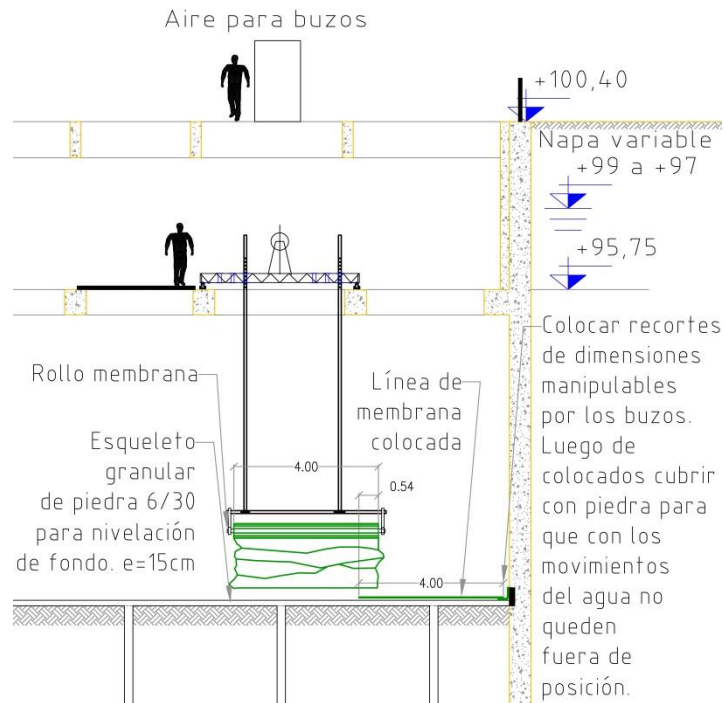


fig. 3.87 – Colocación primera barrera hidráulica.

Una vez cubierto el recinto por la segunda capa granular se deberá utilizar nuevamente el comparador para nivelar lo que será la superficie de apoyo de los elementos “U”. Los errores de esta tarea podrían redundar en un mal contacto entre las paredes laterales de los elementos y por lo tanto en una disminución del ancho disponible para posicionarlos.

La segunda capa será de 20cm de piedra 6/30, cuyo volumen aproximado será $0.20m \times 11.20m \times 29,50m = 66 m^3$. En cada tanda de piedra que llegue a la obra se medirá el porcentaje de vacíos, para luego tomando conservadoramente el menor valor, determinar el volumen de lechada para inyectar en una etapa posterior.

3.11) Descenso de elementos "U"

Para el descenso de los elementos "U" al fondo del recinto, se utilizará la misma percha mostrada anteriormente para su manipulación en planta de fabricación. En cuanto a la grúa se utilizará la misma que para realizar el descenso de las vigas, y dado que su elección está condicionada por esta última, se tratará en el siguiente punto.

Para poder realizar el correcto posicionado de estos elementos se debería tener ubicadas las vigas pretensadas, sin embargo esto no es posible dado que los elementos "U" se deben vincular a dichas vigas y no al revés, recordar que la carga de servicio será la subpresión, cuya resultante se orienta hacia arriba. Esto puede resolverse construyendo una viga metálica reticulada que cumpla la misma función que la pretensada en cuanto al espacio ocupado. En definitiva se tratará de una viga espaciadora. Comparando ambas vigas, la metálica tendrá un ancho de 70cm, contra 60cm y no tendrá las ménsulas cortas. Para aumentar la precisión del trabajo, se colocarán dos bridas iguales a las colocadas en los caños guía, soldadas a la viga separadora. Esta unión asegurará además de la correcta ubicación un soporte ante movimientos generados en la manipulación de los elementos "U".

La secuencia de trabajo será como se ve en la siguiente figura, primero se colocará la viga espaciadora (utilizar el mismo procedimiento de descenso que se verá en el siguiente punto donde se muestra como ubicar las vigas pretensadas), luego la primer y segunda línea de elementos "U" a ambos lados. Durante el descenso de la viga separadora se deberá enhebrar los tubos de inyección y cables de la unidad tensora, esto se podrá realizar atando los extremos a sogas.

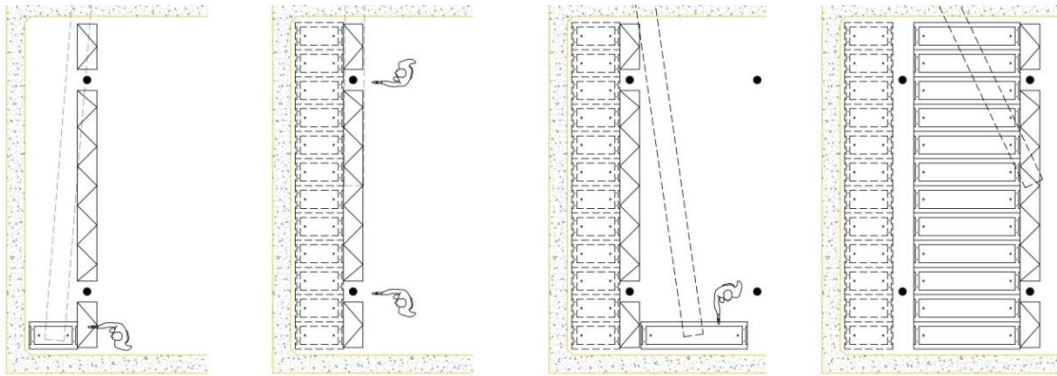


fig. 3.88 – Secuencia descenso elementos "U".

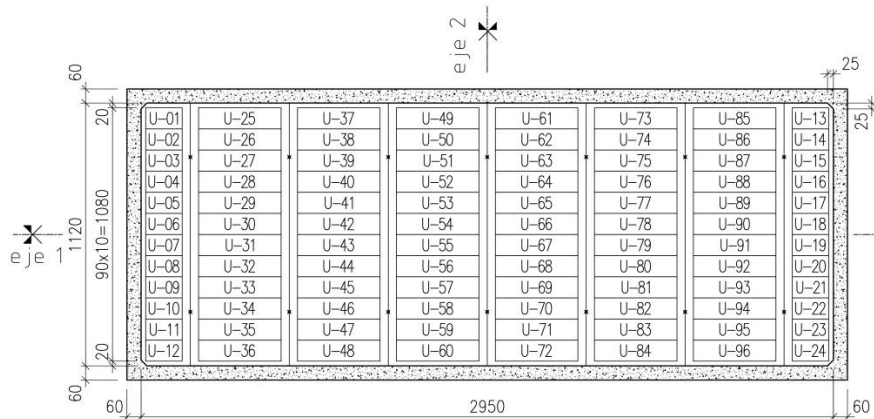


fig. 3.89 – Identificación de elementos "U".

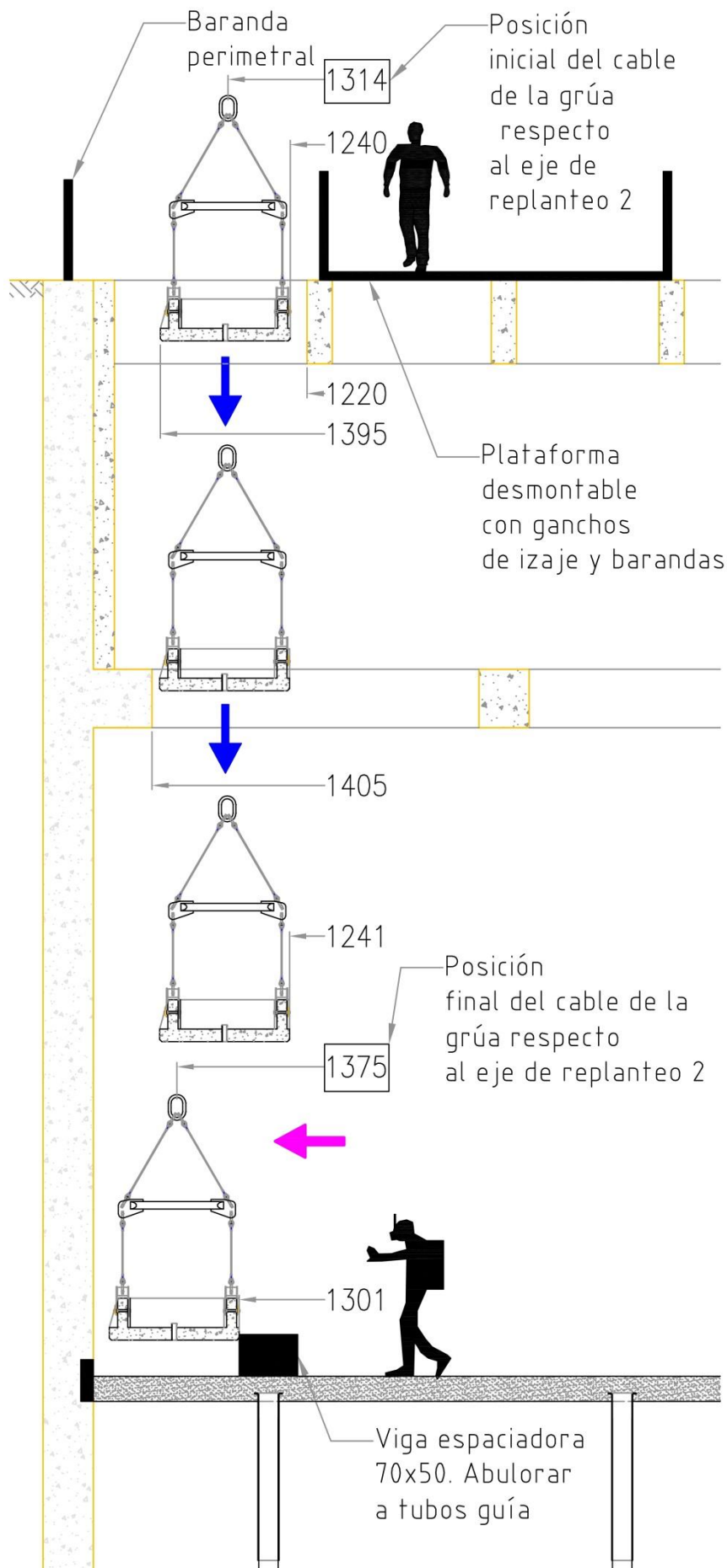


fig. 3.90 – Montaje de elementos U-01 a U-12 (ídem U-13 a U-24). Progresivas desde eje 2.

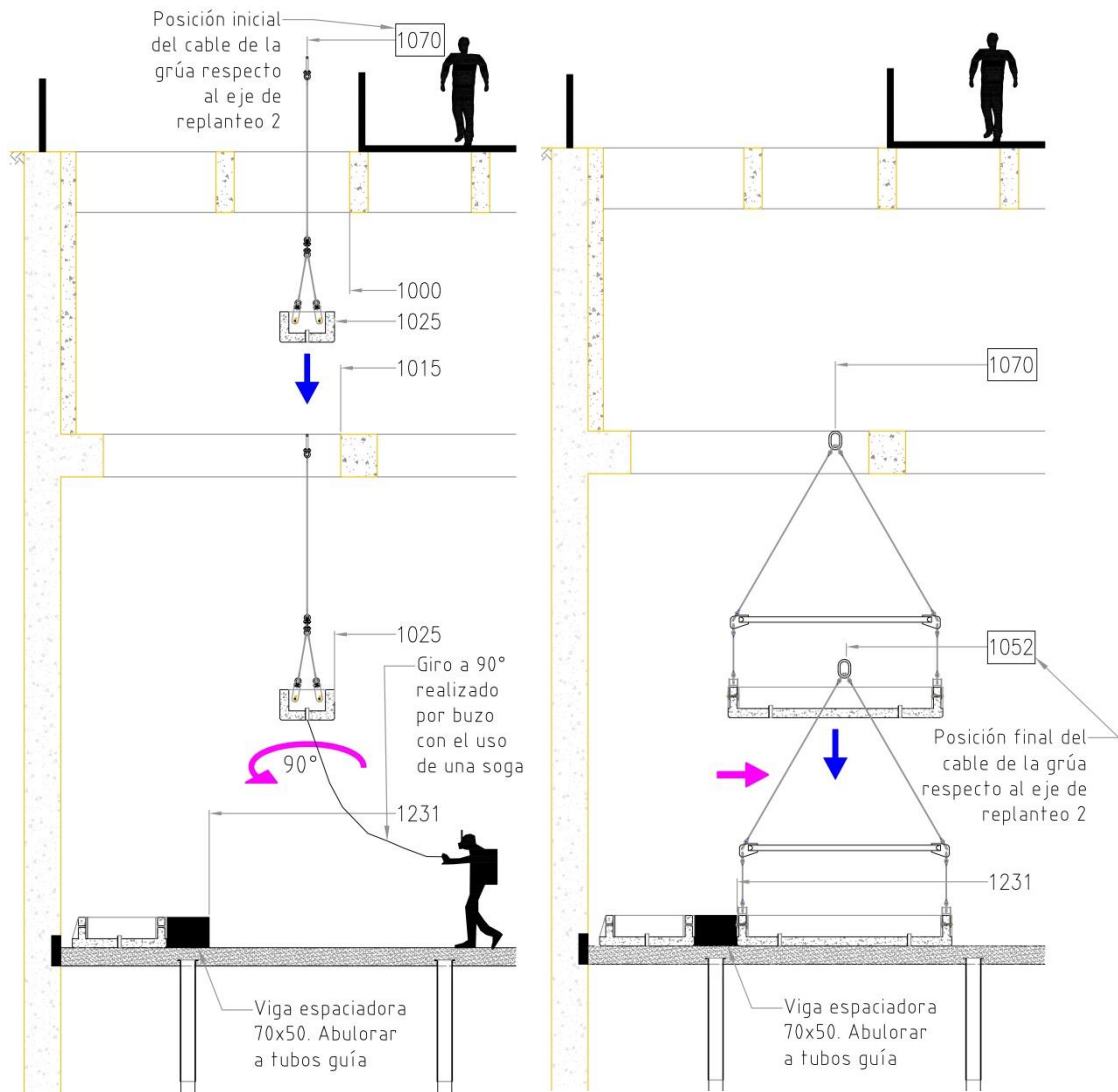


fig. 3.91 – Montaje de elementos U-25 a U-36. Progresivas desde eje 2.

Terminada la segunda fila, U-25 a U-36, se debe extraer la viga espaciadora sacándola completamente del recinto, luego bajarla y abulonarla al siguiente par de tubos guías. Con esto realizado se sigue con la ubicación de 12 elementos “U” más, es decir, del elemento U-37 al U-48. Esto se repite hasta concluir.

3.12) Descenso de las vigas pretensadas

Antes de realizarse el descenso de la viga se deberá verificar que esté en buenas condiciones la goma espuma colocada alrededor del punto de anclaje. En caso de estar dañada será reemplazada. Este material permitirá al realizar el tesado que se transfiera la carga al suelo circundante y no a la columna inyectada alrededor de la traza viva..

En la siguiente imagen se muestra la posición que adoptará la grúa seleccionada para soportar la viga pretensada cuya carga es de 18tn.

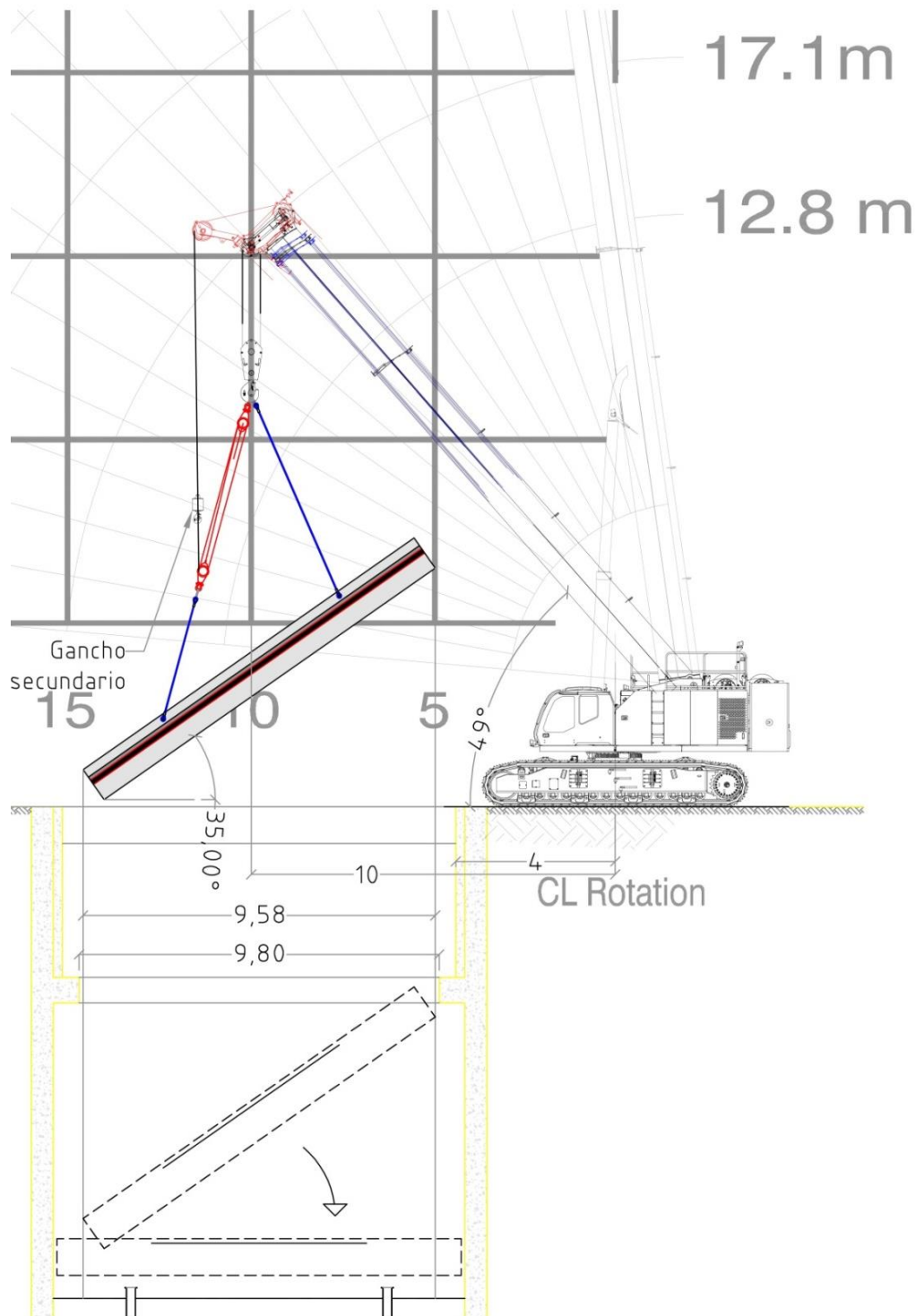


fig. 3.92 – Elección grúa

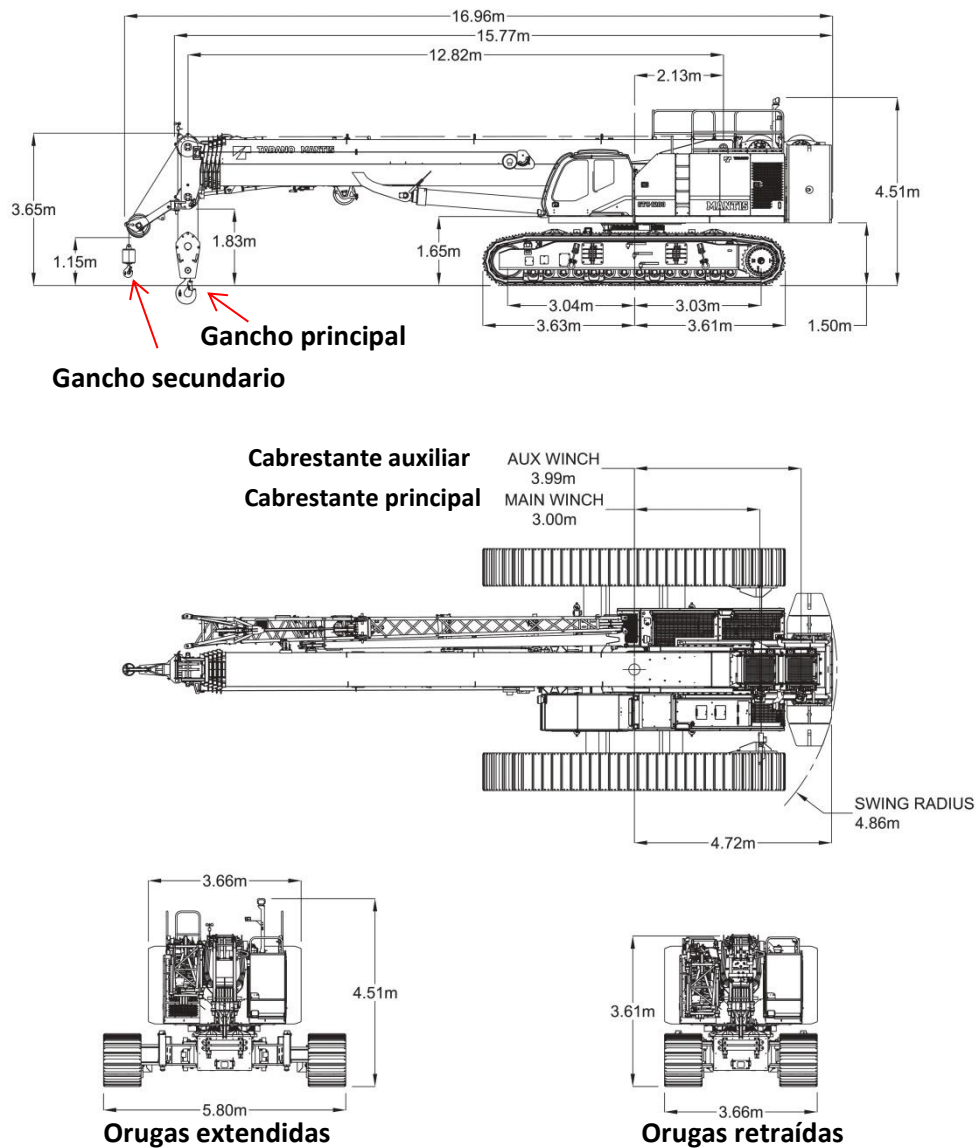


fig. 3.93 – Dimensiones de la grúa (tracks extended/retracted, orugas extendidas/retraídas)⁷³

MAIN BOOM with TRACKS RETRACTED - OVER FRONT/REAR NO TRAVEL - LEVEL 0° to 1.5°										
31.8 t MAIN COUNTERWEIGHT AND 9.0 t CARBODY COUNTERWEIGHT										
RADIUS (m)	MAIN BOOM LENGTH (m)									RADIUS (m)
	12.8	17.1	21.4	25.7	30	34.3	38.6	42.9	47.2	
3	120	76.5	68.6							3
4	103.8	76.5	66.9	55.2						4
5	90.4	76.5	60.3	50.1	42.3	27.5				5
6	75.9	75.8	54.5	45.6	38.9	29.5	23.3			6
7	63.8	63.8	49.7	41.6	35.8	29.5	27.7			7
8	54.8	54.7	45.7	38.2	33.1	29.4	26.1	22.4		8
9	47.7	47.6	42.3	35.2	30.6	27.6	24.6	21.9	17.6	9
10	42.1	42	38.8	32.5	28.4	25.7	23.2	20.9	17.5	10
12		32.3	31.5	28.1	24.7	22.6	20.7	18.8	16.3	12

fig. 3.94 – Pluma principal orugas retraídas, carga adelante/atrás $v = \frac{0km}{hs}$, desnivel 0° a 15°⁷⁴

⁷³ https://www.tadano.com/products/producttype/TBCC/pdf/GTC-1200_S_G.pdf

⁷⁴ https://www.tadano.com/products/producttype/TBCC/pdf/GTC-1200_S_G.pdf

MAIN BOOM with TRACKS RETRACTED OVER SIDE NO TRAVEL - LEVEL 0° to 1.5° 31.8 t MAIN COUNTERWEIGHT AND 9.0 t CARBODY COUNTERWEIGHT										
RADIUS (m)	MAIN BOOM LENGTH (m)									RADIUS (m)
	12.8	17.1	21.4	25.7	30	34.3	38.6	42.9	47.2	
3	*	*	*							3
4	*	*	*	*						4
5	*	*	*	*	*	*				5
6	*	*	*	*	*	*	*			6
7	37.9	35.7	32.8	*	*	*	*			7
8	31.3	30.4	28.2	27.4	*	*	*	*		8
9	26.4	25.6	24.5	24.1	23.4	*	*	*	*	9
10	22.7	21.9	21.3	21.3	20.8	20.3	18.7	18	16.5	10
12		16.6	16.1	16.7	16.8	16.5	16.2	14.6	13.3	12

fig. 3.95 – Pluma principal con orugas retraídas – carga sostenida perpendicular a orugas

$$v = 0\text{km/hs} - \text{desnivel } 0^\circ \text{ y } 15^\circ$$

Para lograr colocar las vigas en su posición final se requerirá variar el ángulo de inclinación durante el descenso de la misma. Esto se logra habitualmente con la utilización de dos grúas, donde cada una de ellas toma un extremo. Al poderse variar la altura relativa entre los extremos puede variarse al mismo tiempo la inclinación. Sin embargo esta solución no es practicable dado que se dispone de un solo lado accesible. Esto obliga a trabajar con una sola grúa y a utilizar algún dispositivo adicional que permita lograr variar la inclinación en la medida que se hace descender la viga.

En la siguiente serie de imágenes se muestra una maqueta donde se podrán ver las componentes básicas que debe tener el dispositivo.

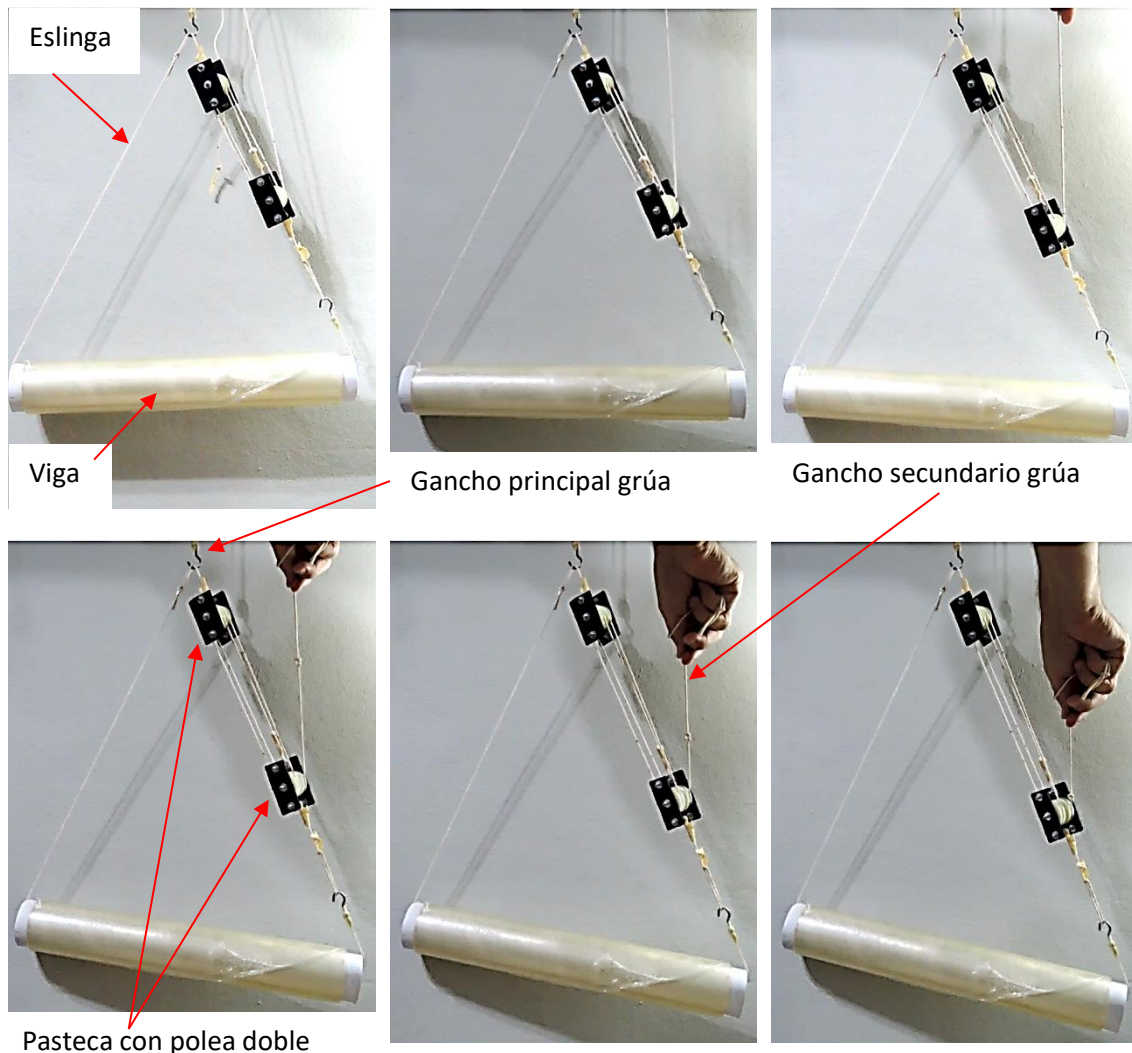


fig. 3.96 – Maqueta con conjunto de poleas. Sólo cambia inclinación.

Para que la viga se incline una de las ramas que la sostiene tiene que variar de longitud. Para lograr esto en una de ellas se interpondrá un dispositivo conformado por dos pastecas de construcción conectada con el gancho secundario de la grúa.

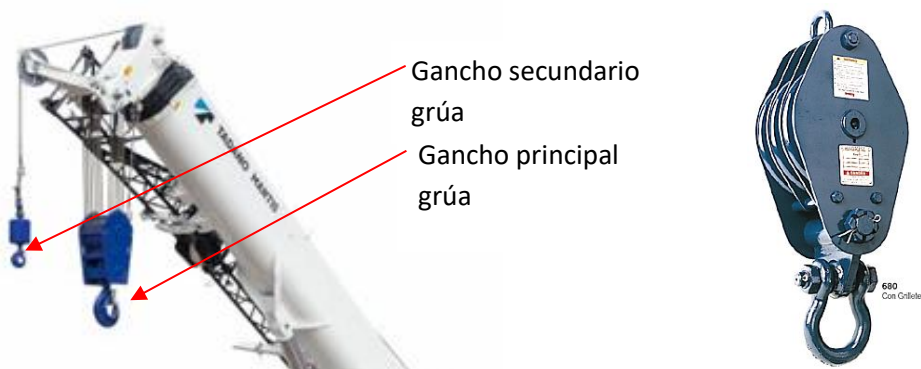


fig. 3.97 – Grúa con gancho secundario y pasteca de construcción⁷⁵.

⁷⁵ http://www.procarga.com.mx/catalogos/2016_Crosby_General_Catalog_Spanish_Imperial.pdf

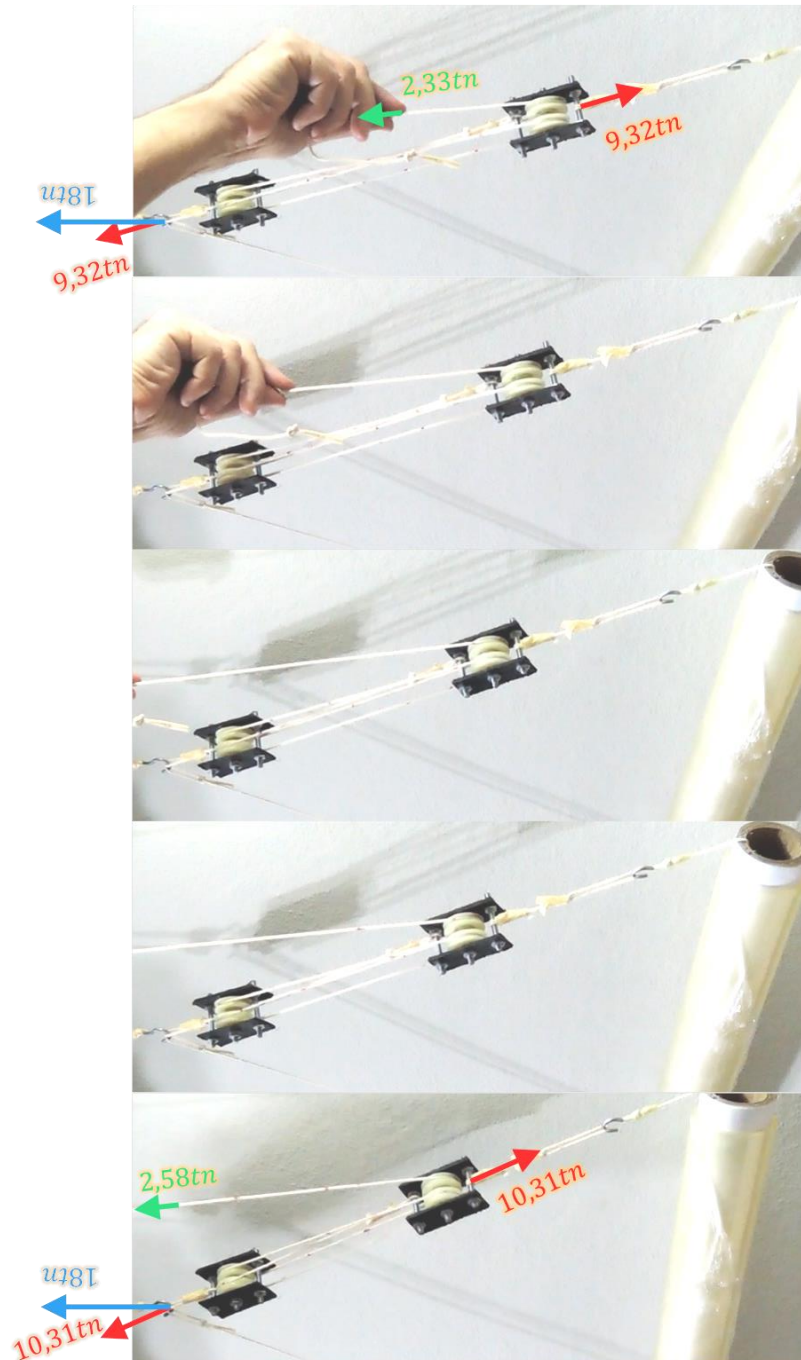


fig. 3.98 – Distintas configuraciones de equilibrio en función del esfuerzo en el gancho secundario.

Como se ve en el primer cuadro de la figura anterior, con 2 pastecas de 2 poleas cada una, se tiene una ventaja mecánica de 4 para el gancho secundario, es decir, es proporcional al número total de poleas. En función de la capacidad del gancho secundario podrán elegirse la cantidad de poleas por pasteca.

Otra cosa a observar, comparando el cuadro inicial y final, es que cuando la viga está más inclinada las ramas forman un ángulo mayor respecto a la horizontal, esto reduce el esfuerzo en el cable, y por lo tanto en el gancho secundario.

A continuación se muestran los elementos y fuerzas en juego para elevar e inclinar la viga pretensada.

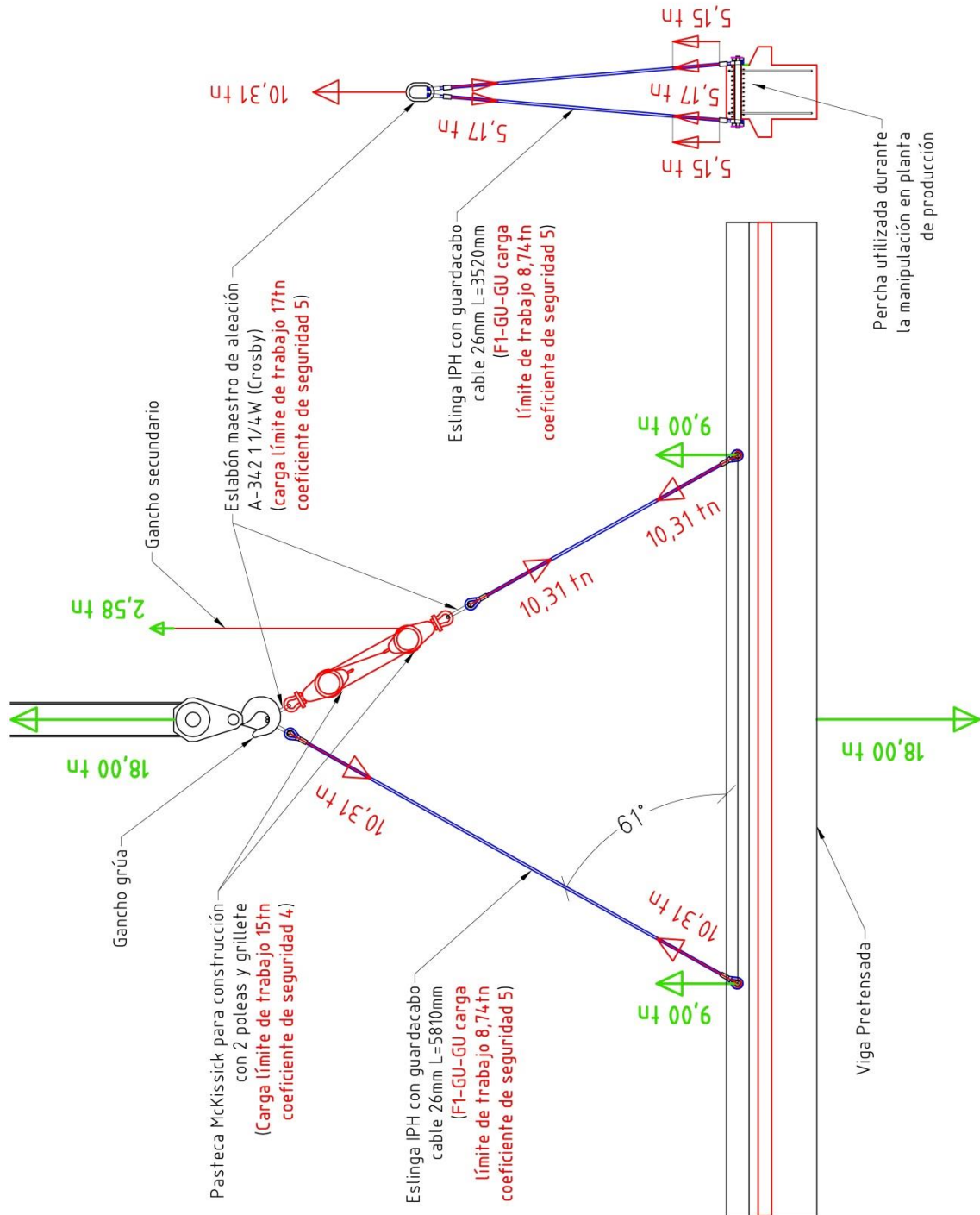


fig. 3.99 – Elementos necesarios para el izaje y el giro de la viga – Posición a 0°

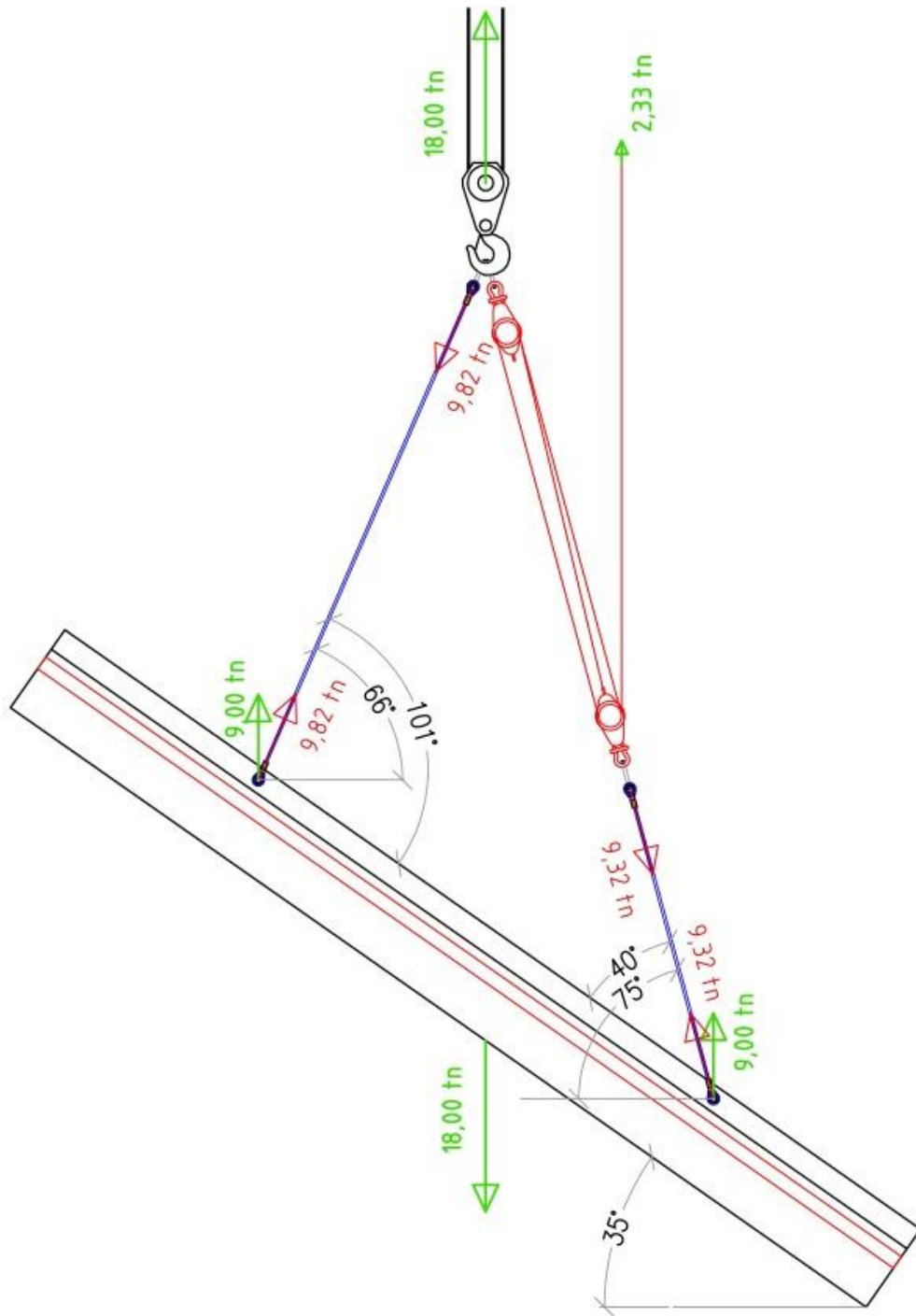


fig. 3.100 – Elementos necesarios para el izaje y el giro de la viga – Posición a 35°

3.13) Inyección 2da capa granular

Según se comentó, se deberá determinar el porcentaje de vacíos para poder estimar el volumen a inyectar. Para poder continuar se adoptará un valor de 50%. Es decir, que al total de $66m^3$ de la segunda capa, se le deberá inyectar $33m^3$ de lechada.

Otra consideración a tener en cuenta es el ángulo en el que la inyección avanza a través del manto granular. Esto deberá verificarse realizando pruebas en cajas de vidrio, realizando variaciones en la presión y en la densidad de la lechada. Se podrá estimar en 1 a 7^{76} o lo que es lo mismo, con un ángulo de 8° . Lo dicho se representa en la siguiente figura.

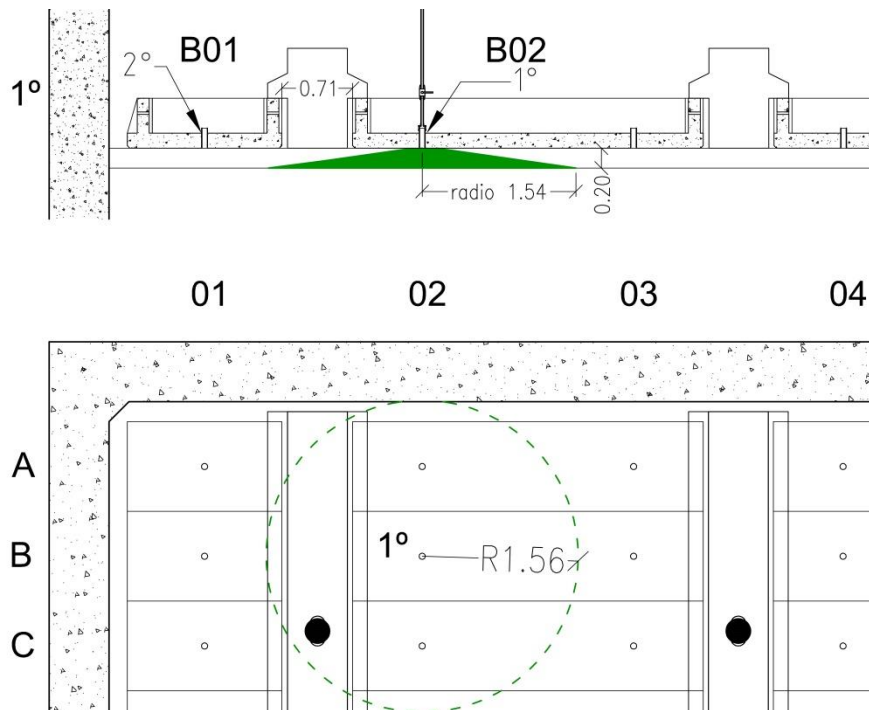


fig. 3.101 – Forma en que se distribuye el producto de la inyección

Se puede estimar el volumen cubierto por la inyección $V = \frac{\pi \cdot 1,54^2 \cdot 0,22}{3} = 0,55m^3$.

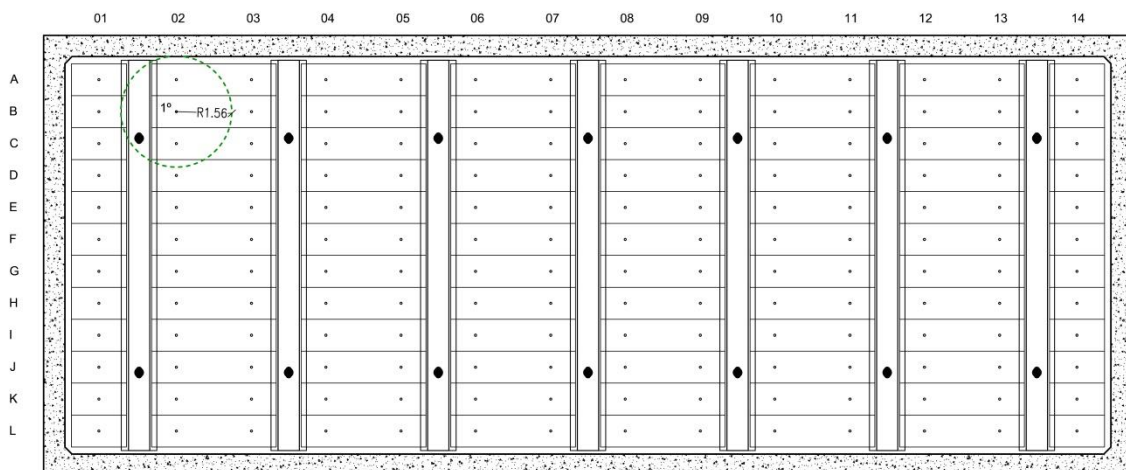


fig. 3.102 – $12 \times 14 = 168$ puntos de inyección

⁷⁶ Trabajos de concreto bajo el agua, The Concrete Society, Inglaterra. Revista IMCYC, Vol. XI, No. 63, julio/agosto 1973

Como puede verse en la figura anterior existen 168 puntos que potencialmente pueden ser inyectados, lo que podría redundar en un volumen total de $V = 168.0,55m^3 = 92m^3$ superior a los necesarios $66m^3$.

El orden de inyección será B-02, luego B-01 y A-01, de esta manera se dejará la esquina al final para asegurar que la inyección cubra bien dicha zona.

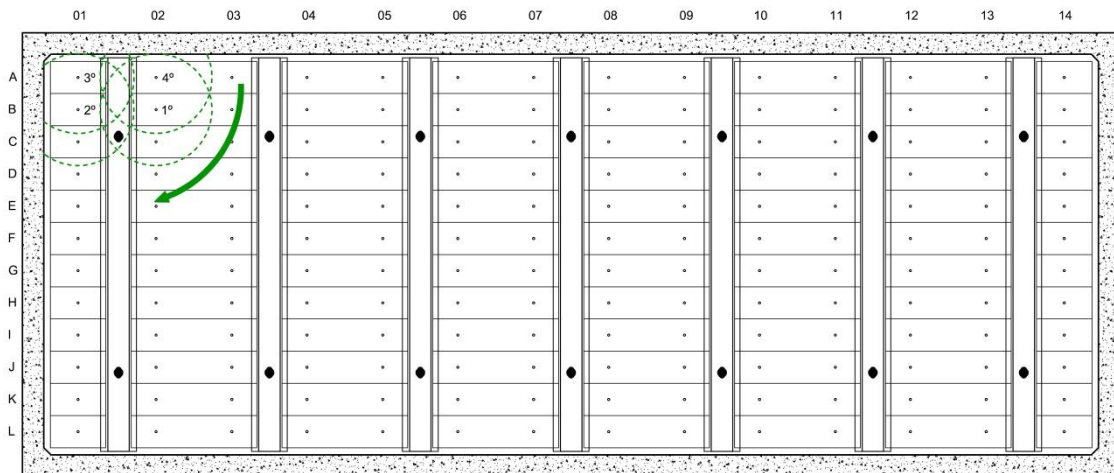


fig. 103 - Secuencia de inyección

Luego se proseguirá por A-02, A-03, B-03, C-02 y C-01. De esta manera se irá rodeando en todo momento la zona trabajada, siempre controlando la salida en puntos circundantes, obturándolos para que el avance de la lechada sea mayor.

Como se mencionó en el punto "construcción de elementos U", dichos elementos tendrán incorporado un tubo que permitirá la inyección en la segunda capa granular. Lo que se debe hacer en esta instancia es conectar dicho tubo con otro que llegue hasta el exterior para poder realizar la tarea.

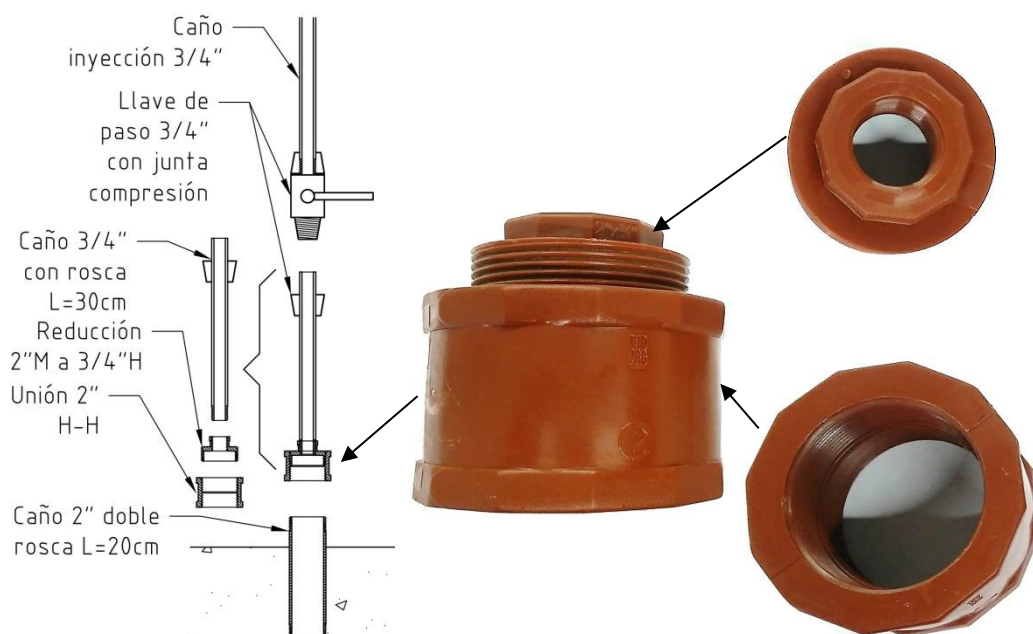


fig. 104 – Detalle conexión tubo de inyección 3/4" a caño 2" inserto en elementos "U"

En las siguientes imágenes de ejemplo se muestran los pasos para realizar la conexión ante dicha. Además, como se ve en las imágenes, la conexión tendrá una llave de paso para que el buzo pueda decidir cuándo inyectar o no en función de detectar que en algún punto brota lechada. Para esto último será asistido por otro buzo.



fig. 3.105 – Junta de compresión con llave de paso⁷⁷

⁷⁷ <https://www.youtube.com/watch?v=lld7cA4yoRs&t=3s>



fig. 3.106 – Efecto en puntos cercanos a la inyección. Al detectarse brote debe obturarse (el tubo utilizado no puede doblarse como en la figura, la idea es obturar)⁷⁸

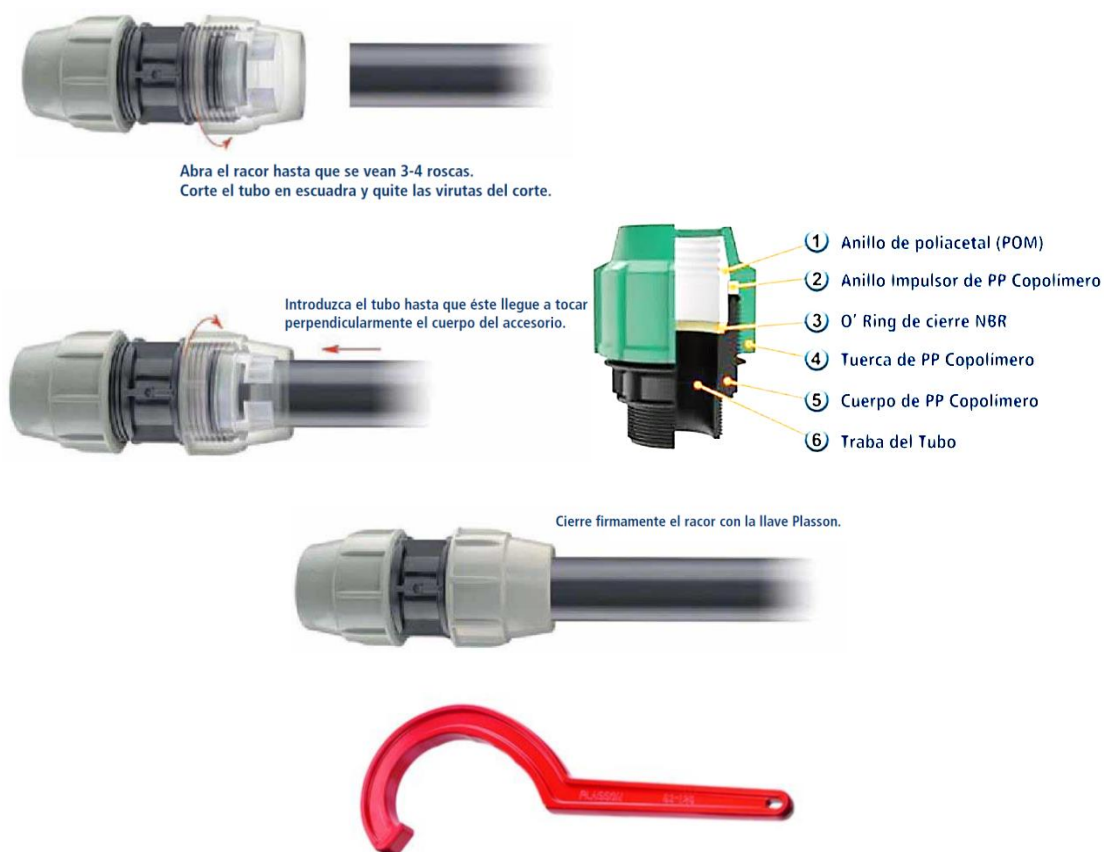


fig. 3.107 – Junta de compresión y llave Plasson⁷⁹

⁷⁸ <https://www.youtube.com/watch?v=lld7cA4yoRs&t=3s>

⁷⁹ <http://www.tigre.com.ar/themes/tigre2016/downloads/catalogos-tecnicos/argentina/catalogo-pehd.pdf>

3.14) Construcción de viga de fricción

La función de la viga de fricción es servir de apoyo a los elementos “U” de longitud 1,45m, del lado del muro colado. Del otro lado se apoya en la viga pretensada.

El hormigonado constará de dos etapas como se indica en la siguiente figura. Esto se debe a la dificultad para introducir la manguera de hormigonado entre las armaduras. Dada esta dificultad se preferirá el uso de mangueras de hormigonado de poco diámetro. Notar en la segunda figura, que el espacio disponible para alojar la manguera es sólo de 9cm.

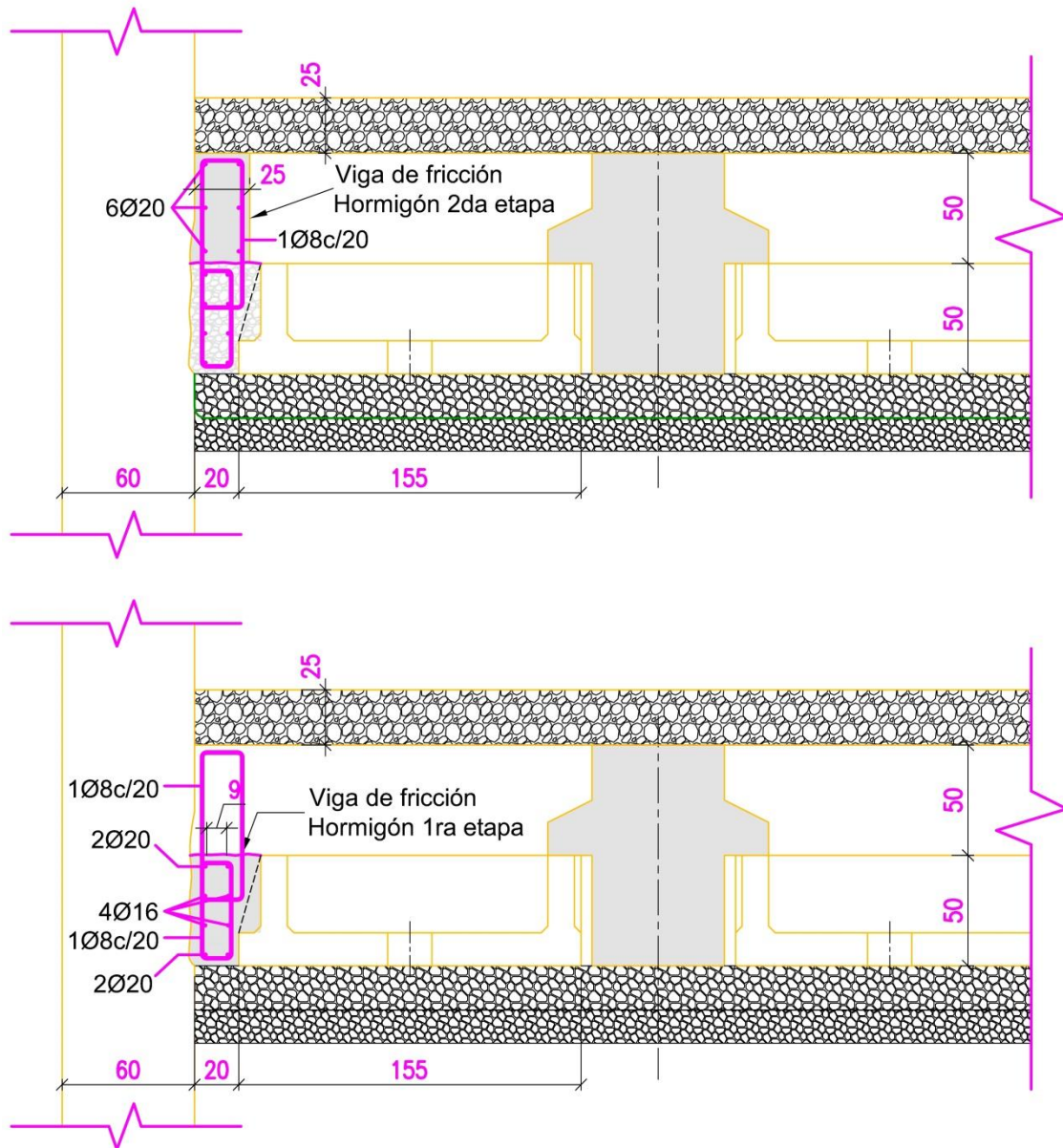


fig. 3.108 – Detalle de la viga de fricción, primera y segunda etapa

EHK007 MAURAUDER™ Heavy Duty Wire Reinforcement



Application: High-pressure concrete pumping

Tube: Abrasion resistant synthetic rubber

Reinforcement: High-tensile steel cords

Cover: Pin-pricked synthetic rubber

Temp: -40°C to +70°C, (-40°F to +158°F)

Pressure: 85 bar / 1230 psi

Burst: 2900 psi

Size Range: 2" - 5"

EHK007 MAURAUDER™ Heavy Duty Wire Reinforcement

Part No.			Hose I.D.			Hose O.D.		Max Operating Pressure		Burst Pressure		Minimum Bend Radius		Weight		Length	
	mtr	ft	DN	mm	in	mm	in	bar	psi	bar	psi	mm	in	kg/m	lbs/ft	mtr	ft
EHK007-32-	MXX	100	51	50,8	2.00	70,0	2.76	85	1230	200	2900	275	10.83	3,03	2.04	40-61	100
EHK007-40-	MXX	100	60	63,5	2.50	88,0	3.46	85	1230	200	2900	300	11.81	4,48	3.01	40-61	100
EHK007-48-	MXX	100	80	76,2	3.00	102,0	4.02	85	1230	200	2900	350	13.78	5,46	3.67	40-61	100
EHK007-64-	MXX	100	102	101,6	4.00	130,0	5.12	85	1230	200	2900	400	15.75	8,46	5.69	40-61	100
EHK007-80-	MXX	100	130	127,0	5.00	155,0	6.10	85	1230	200	2900	500	19.69	9,63	6.47	40-61	100

fig. 3.109 – Mangueras para hormigonera⁸⁰

“El bombeo del concreto a presión, directamente dentro de la mezcla, asegura un suministro constante del concreto dentro del vaciado. Es necesario disponer de una grúa o malacate, con objeto de levantar la tubería y poder quitar las secciones...” Las bombas hormigoneras vienen provistas. “Por otra parte, deberá introducirse dentro de la tubería -adyacente a la bomba una esponja o pelota de hule. Este obturador avanza por delante del concreto... El concreto deberá ser suministrado velozmente, en especial durante las etapas iniciales, cuando el extremo...” de la manguera “se está introduciendo en la mezcla. Se recomienda bombear tanto como sea posible en cada ocasión, y levantar la tubería únicamente en caso necesario. El espesor del concreto que pueda ser vaciado -entre las distintas operaciones de izamiento de la tubería- queda sujeto a la experiencia, porque depende del área del vaciado, de las características del concreto que se usa, de la dimensión de la tubería y de la posible presión que la bomba genere. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que una tubería con excesiva longitud, introducida en el volumen vaciado, unida a una lenta alimentación, puede dar como resultado que el nuevo concreto sumerja al que ya principió a endurecer. Los concretos más trabajables son los más recomendables para bombear directamente dentro del vaciado o para operación de la tolva, aunque esto no es absolutamente indispensable. El concreto necesita tener un revenimiento en la región de 125 mm, pero la prueba respectiva, en un buen ensayo de manejabilidad, no muestra las demás cualidades deseables. También es necesario que tenga adecuada fluidez y cohesión, sin ser viscoso.”⁸¹

Con la elección de la manguera de 80mm de diámetro, se muestra a continuación cómo realizar el proceso de hormigonado de la primera etapa.

⁸⁰ <https://www.hydraulic-supply.com/es/resources/new-products>

⁸¹ Trabajos de concreto bajo el agua, The Concrete Society, Inglaterra. Revista IMCYC, Vol. XI, No. 63, julio/agosto 1973

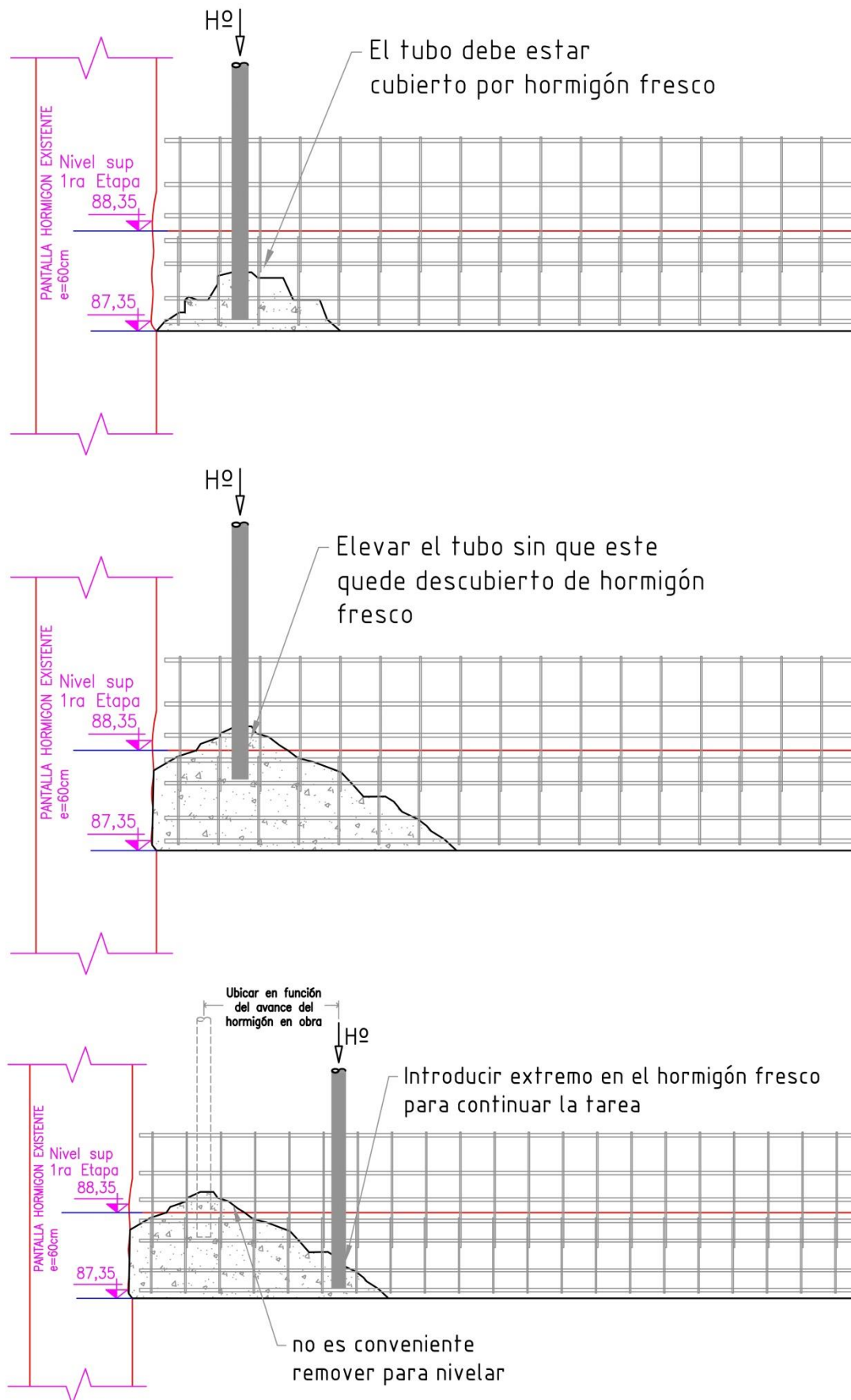


fig. 3.110 – Proceso de hormigonado de vigas de fricción

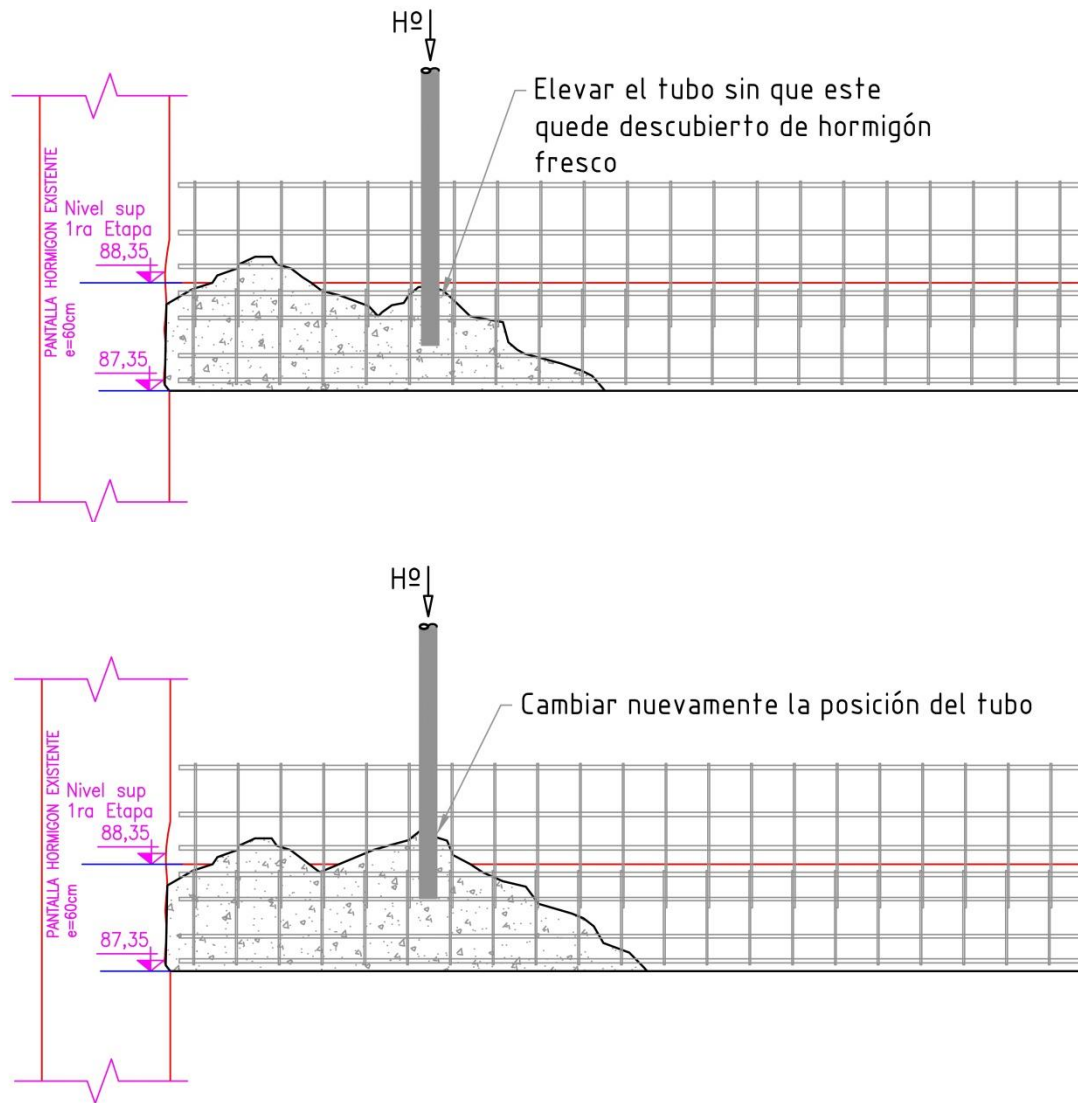


fig. 3.111 – Proceso de hormigonado de vigas de fricción

Para el hormigonado de la segunda etapa es necesario disponer de soportes para sostener el tablero lateral. Para ello, antes de hormigonar la primera etapa, se dejará varillas roscadas con tuercas a ambos lados para que luego puedan fijarse parantes que soportarán la presión lateral del vertido de hormigón de la segunda etapa.

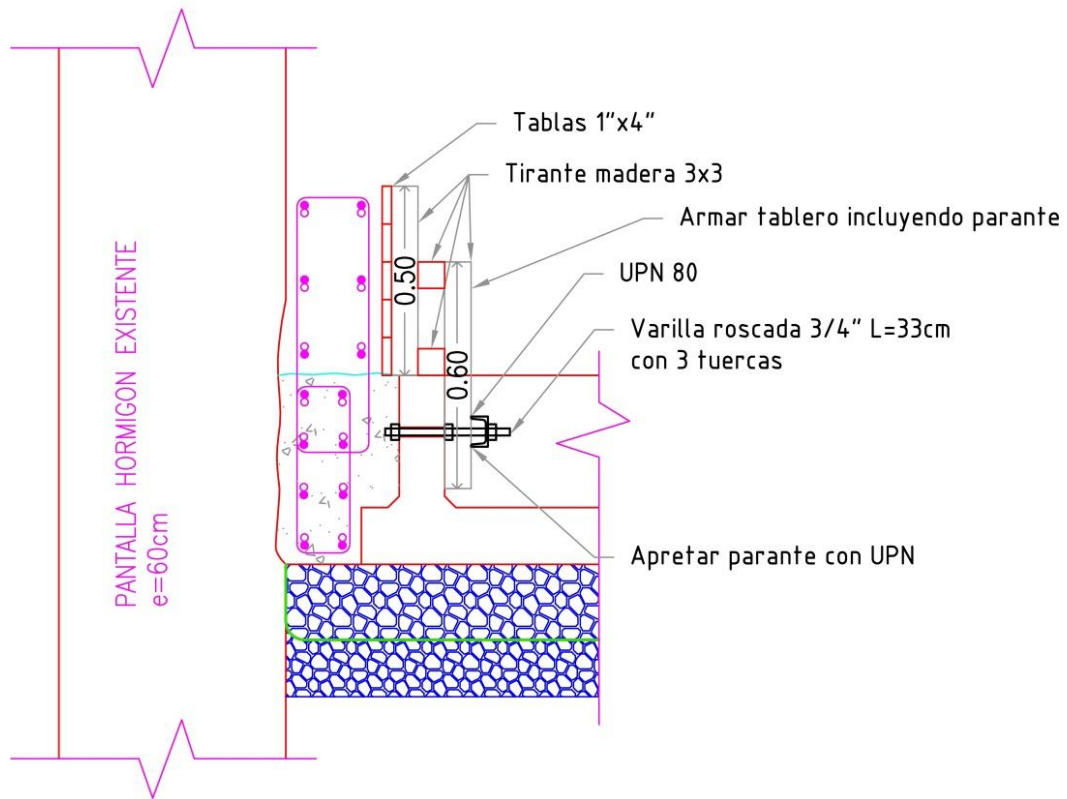


fig. 3.112 – Encofrado 2da etapa hormigonado viga de fricción

El hormigonado se realizará con el mismo criterio que en la primera etapa con la diferencia que deberá dejarse la parte superior sin salientes, para ello se retirará el sobrante, el cual no será utilizado para rellenar huecos. Cuando se realice el piso nivelador se cubrirán las oquedades que hayan quedado.

3.15) Tesado de anclajes bajo agua

El tesado de los anclajes de la viga al terreno se deberá realizar alternando el extremo de la viga para evitar que la diferencia de cargas genere fisuras inesperadas.

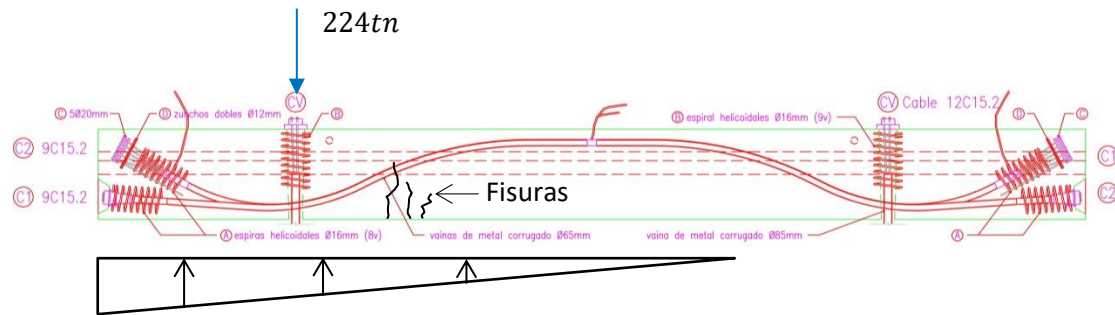


fig. 3.113 – Posible falla por tesado 100% sin alternancia

En la siguiente figura se muestra el procedimiento para evitar las mencionadas fisuras.

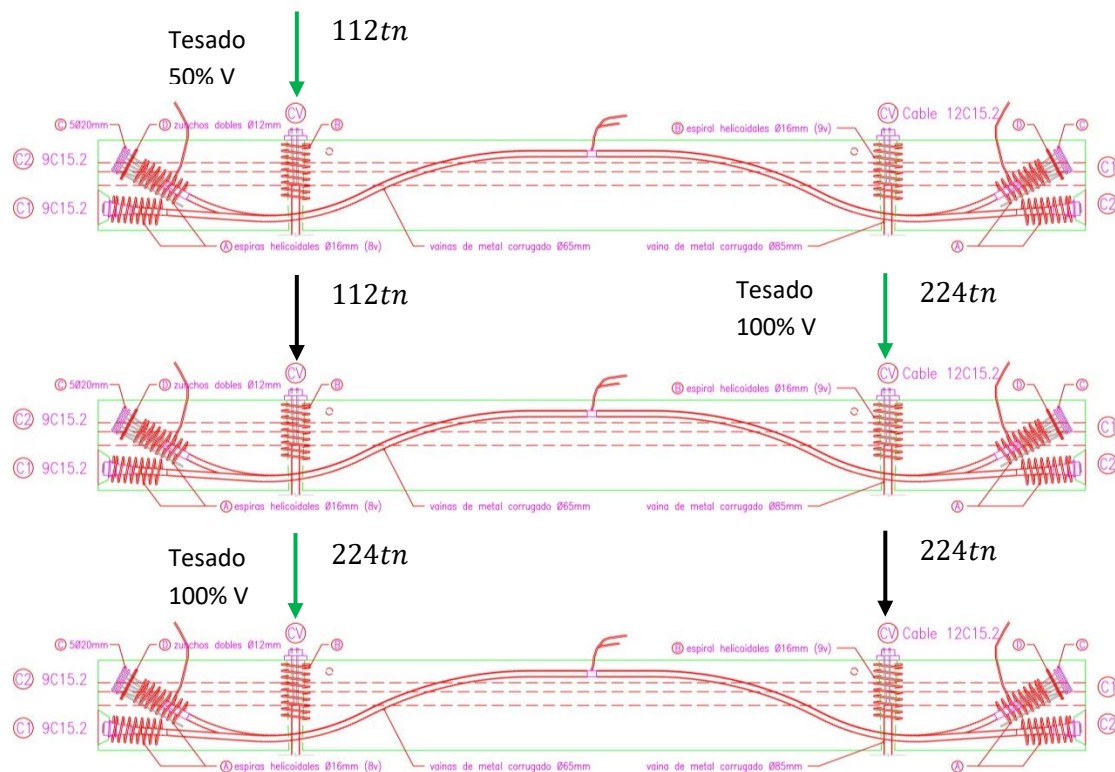


fig. 3.114 – Tesado alternando el extremo, izq 50% V, der 100% V y izq 100%

Para el tesado de la unidad 12T15 se utilizará el gato Freyssinet CC350, ya descrito anteriormente. Cabe aclarar que podrá ser utilizado bajo agua debido a que el mismo está preparado para soportar una presión interna que puede llegar a los 600bar y la presión del agua podrá ser de aproximadamente 2bar (1bar de presión atmosférica + 1bar a 10m de profundidad). La única precaución a considerar es la del secado y la limpieza luego de cada uso para evitar la corrosión.

El protocolo de tesado será similar al explicado en el tesado interior de la viga. Se deberá adoptar algunos escalones de tesado y medir la longitud para construir una curva que permita realizar todos los controles ya mencionados. También se podrá tomar los niveles de los puntos extremos de la viga, lo que servirá como medida de control por cualquier anomalía

que se presente. Antes de desmontar los equipos y trasladarlos al anclaje de la siguiente viga, se deberán analizar los resultados para determinar si se ajustan a los valores esperados. Se pasará a la segunda viga, y se repetirá el proceso hasta llegar a la viga N°7.

En relación a la medición de la elongación de los cables al ser tesados se colocará el mismo comparador utilizado para el tesado propio de la viga y se medirá con una cinta común, cuyo valor será informado a través del intercomunicador del buzo. En el caso que exista una gran turbidez del agua se podrá utilizar una cinta con sistema Braille.



fig. 3.115 – Cinta métrica con sistema Braille⁸²

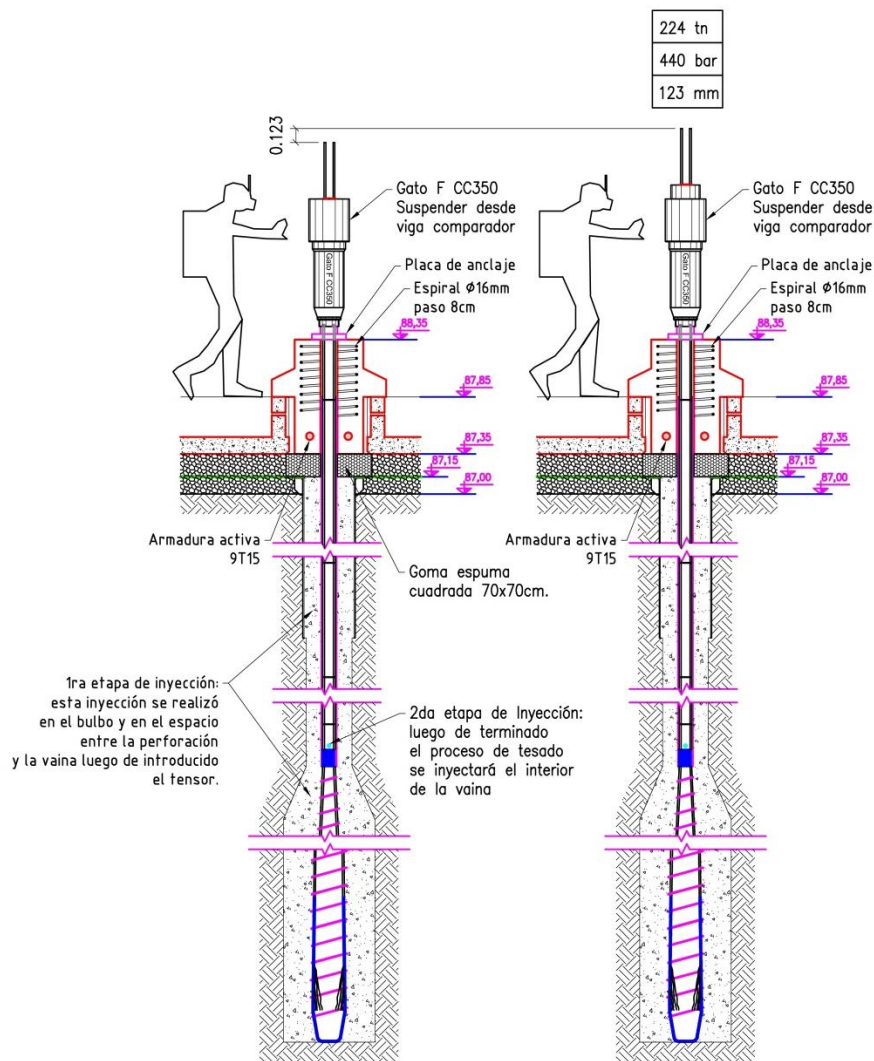


fig. 3.116 – Proceso de tesado e inyección de un anclaje 12T15 aislado

⁸² <https://i1.wp.com/tifloproductoscr.com/wp-content/uploads/2016/08/Cinta-m%C3%A9trica-de-acero-con-medidas-en-braille.jpg>

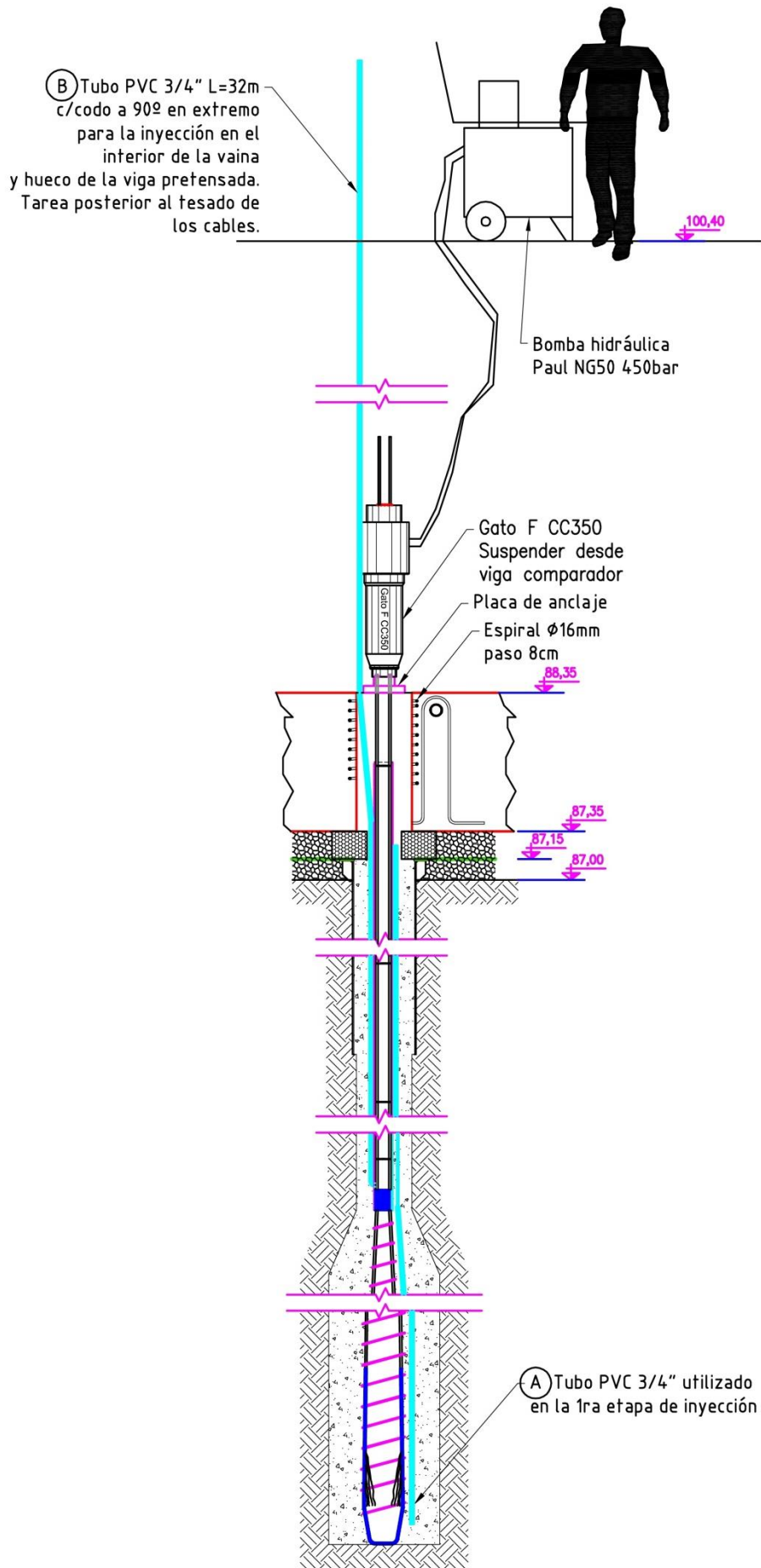


fig. 3.117 – Tesado de anclajes

A continuación se muestra la propuesta para modificar la placa de anclaje para permitir el paso de los tubos de inyección de mortero de protección de la unidad tensora.

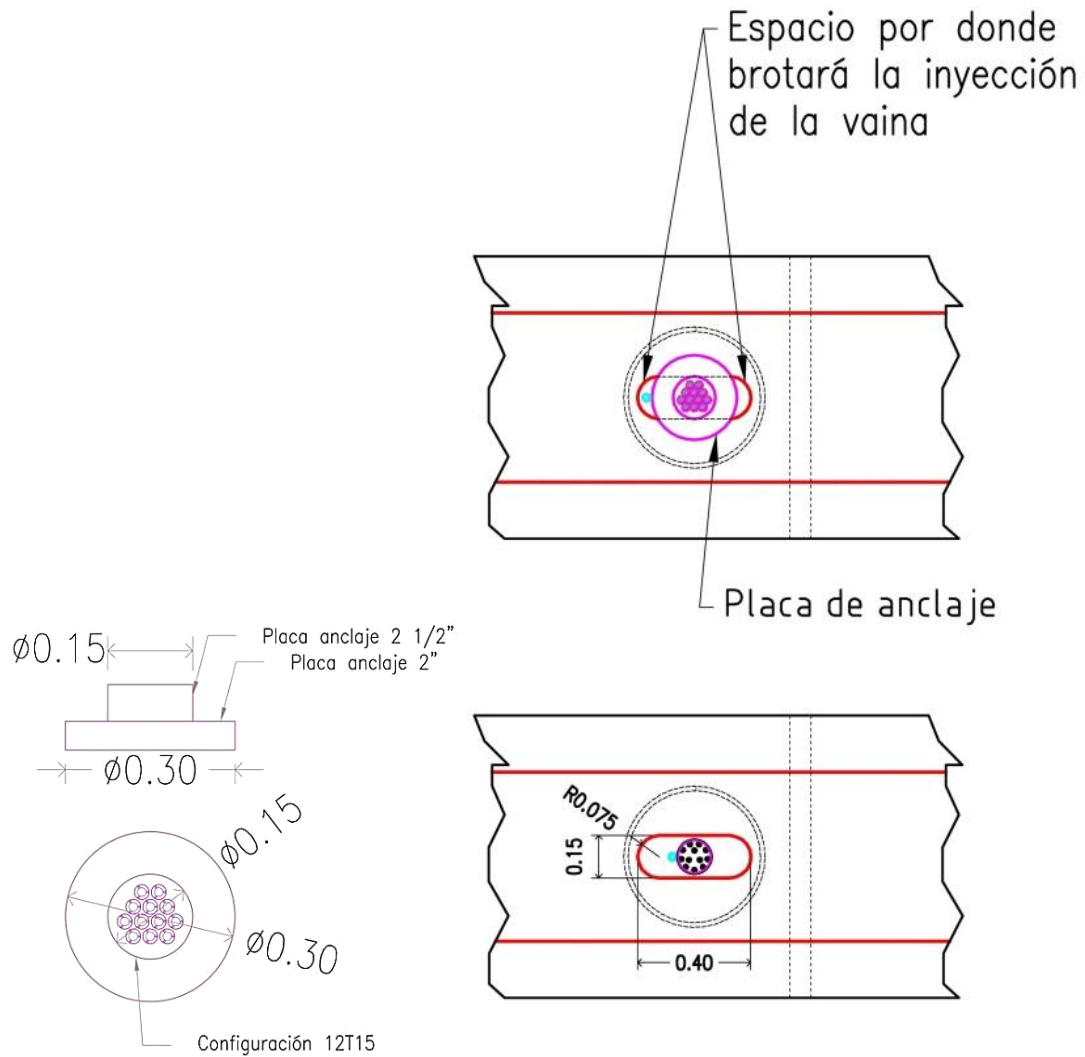


fig. 3.118 –Modificación placa inferior de reparto

La carga que debe soportar al corte la placa inferior es de $224tn/2 = 112tn$. Su espesor es 2" y será realizada en acero 1045 cuya tensión de fluencia es $3,1tn/cm^2$, si este valor lo dividimos por $\sqrt{3}$ y por un coeficiente de seguridad de 1.6 se obtiene la tensión tangencial admisible. Por lo tanto se tendrá, $\tau_{adm} = \frac{3,1}{(\sqrt{3} \cdot 1,6)} = 1,12tn/cm^2$.

La placa apoya a cada lado aproximadamente 22cm, lo que indica que la sección que resistirá el corte de $112tn$ será, $A = 22cm \cdot 5,08cm = 112cm^2$. En definitiva la tensión tangencial de trabajo será $\tau_{trab} = \frac{112tn}{112cm^2} = \frac{1tn}{cm^2} < \tau_{adm}$

Sólo debe pasarse a la siguiente viga siempre y cuando se obtengan los valores esperados al evaluar las gráficas de carga vs deformación.

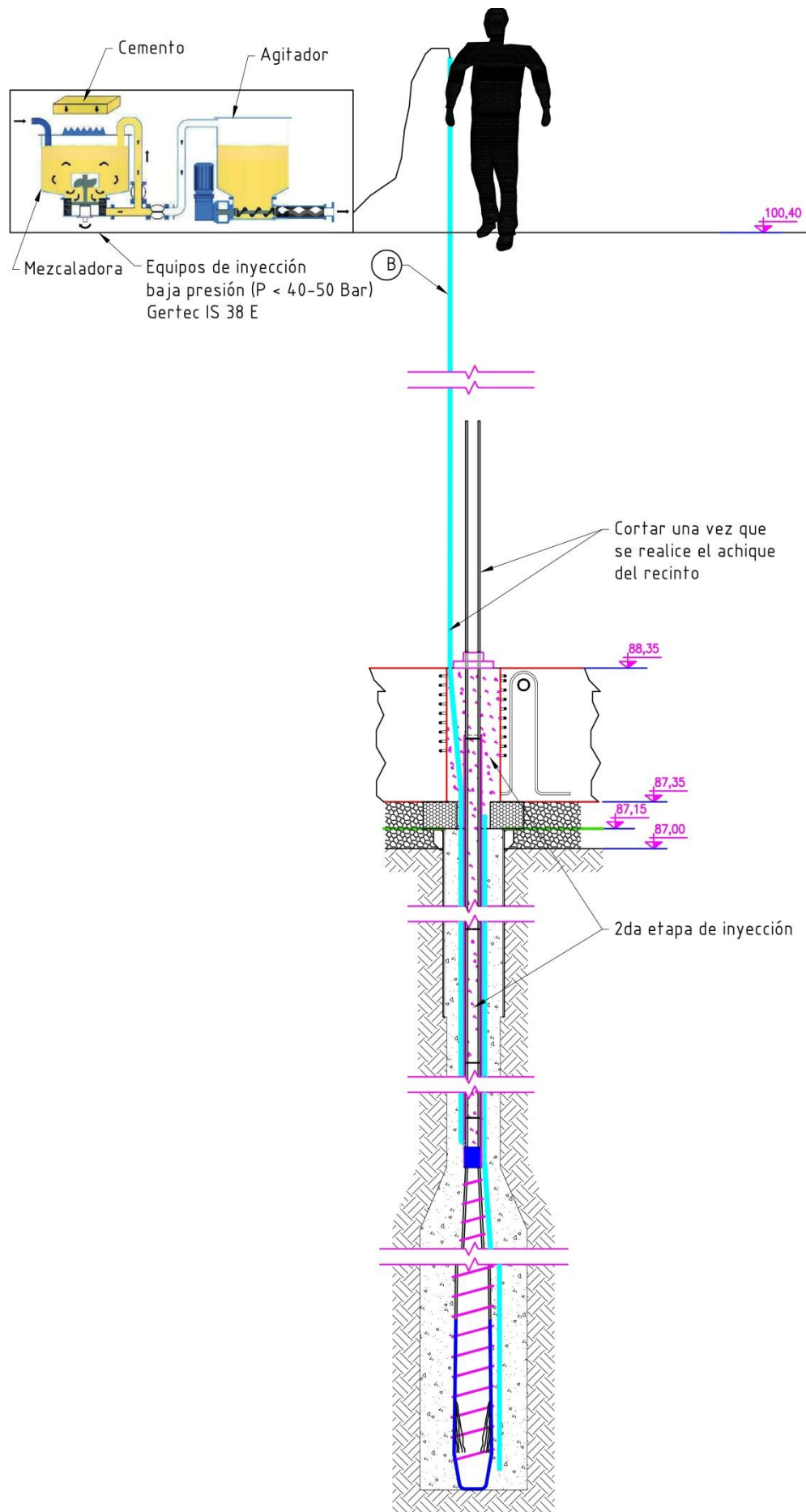


fig. 3.119 – Inyección vaina.

3.16) Tareas finales

Para finalizar se realizará el achique del recinto con un constante control de filtraciones de la estructura. El agua resultante del bombeo será arrojada directamente al brazo de la laguna. Se colocará el manto superior de piedra graduada de nivelación para permitir la posterior ejecución del piso de hormigón de nivelación en seco. En esta etapa se aprovechará a rellenar los espacios existentes en los laterales de los elementos “U” que están en contacto con las paredes del recinto.

Por último se realizará la construcción del tabique perimetral entre los niveles +95.40 y +88.60.



fig. 3.120 – Etapas de hormigonado carpeta de nivelación – trabajo en seco

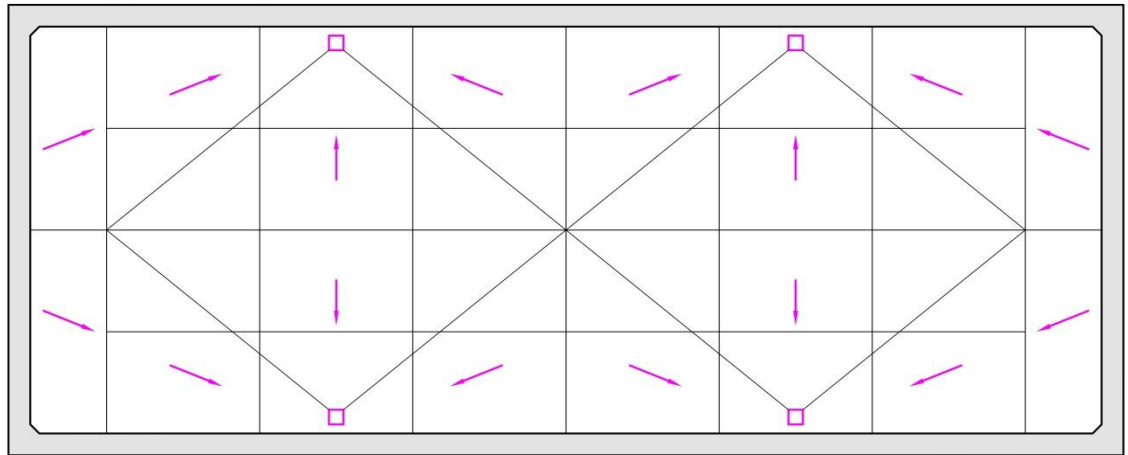
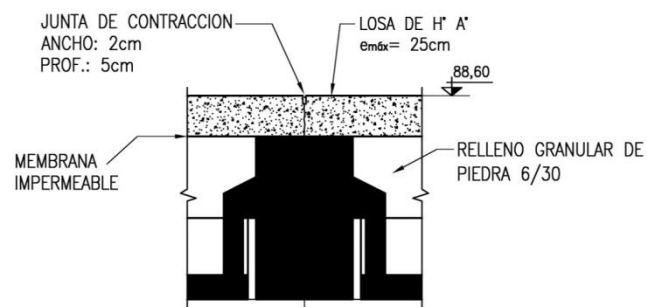


fig. 3.121 – Pendientes de escurrimiento (1%)



DETALLE JUNTAS DE CONTRACCIÓN (ESCALA 1:30)

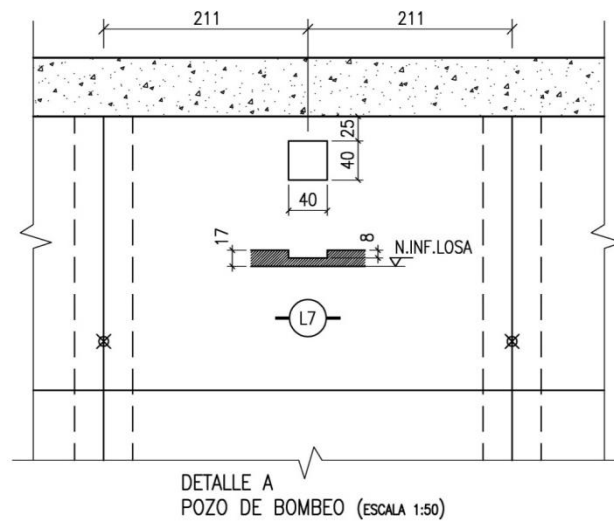


fig. 3.122 – Detalles

4) CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

4) Cómputo y presupuesto

4.1) Mano de Obra - PLANILLA 0

FECHA

27/9/2018

#	CATEGORÍA	B BÁSICO [\$/hs]
---	-----------	------------------------

1	Buzos (Of. Esp. x 5)	\$ 537,80
2	Oficial Especializado	\$ 107,56
3	Oficial	\$ 91,65
4	Medio Oficial	\$ 84,50
5	Ayudante	\$ 77,57

Fuente:

<http://www.uocra.org/?s=nuevas-escalas-salariales&lang=1>

Jornales de salario básicos con vigencia a partir del 01 de Abril de 2018 (puntos 2 a 5)

ZONA "A": Ciudad Autónoma de Bs. As., Pcia. de Stgo. del Estero, Santa Fe, Buenos Aires, Mendoza, San Juan, Catamarca, Córdoba, Entre Ríos, Salta, Tucumán, Chaco, San Luis, Corrientes, La Rioja, Formosa, Jujuy y

4.2) Equipos - PLANILLA 1

FECHA

27/9/2018

#	MARCA	MODELO	TIPO	POT [HP]	ANTIGÜEDAD [AÑOS]	HS - VIDA PROBABLE [HS]	VE - VALOR ACTUAL [\$+IVA]	[VE/HS] AMORT [\$/hs]
---	-------	--------	------	-------------	----------------------	-------------------------------	----------------------------------	-----------------------------

1	Servicio de grúa	Grúa	320	\$ 36.000.000	\$ 3.600
2	Mercedes Benz c/Volcadora Baco	2423K	Camión Volcador 17m ³	230	4	10000	\$ 3.900.000	\$ 390,00
3	Ford Cargo 1722 c/Volcadora Pettinari	1722 [Año 2006]	Camión Volcador 10m ³	217	7	10000	\$ 2.100.000	\$ 210,00
4	Stanley	CH 15SUB	Picador Hidráulico Sub-acuático	1	1	10000	\$ 90.000	\$ 9,00
5	Alquiler cuchara	1m ³	0	\$ 100.000	\$ 100,00
6	Servicio de equipos de buceo	5	\$ 2.000.000	\$ 2.000

FUENTE	
1	http://es.machineryzone.com/usado/grua-movil/3388752/tadano-atf-50.html
2	http://vehiculo.mercadolibre.com.ar/MLA-485094017-vendo-mercedes-benz-2423k-6x4-tatu-volcadora-baco-muy-bueno- JM
3	http://www.alamula.com/buenos-aires/camiones/ford-cargo-1722-con-volcadora-pettinari/1508409
4	www.neumac.es
5	http://es.machinerypark.com/sites/angebot_search.php?Bereich=baumaschinen.php&Target=machines&Helfer=..%2Fgebraucht%2F &Helfer2=.php&Helfer3=..%2Fangebot%2F &Kategorie=274&Hersteller=Todas+las+marcas&Typ=&EZ_From=1970&EZ_Til=2013&Preis_From=0&Preis_Till=10000000&Ziel_Land=Europa&submit=Buscar

4.3) Materiales - PLANILLA 2

FECHA

27/9/2018

#	MATERIAL	UNIDAD	COSTO UNITARIO
1	Comparador p/nivelación de fondo	u	\$ 30.000,00
2	Encofrado para elemento "U" L=3,52	u	\$ 43.640,00
2	Encofrado para elemento "U" L=1,55	u	\$ 21.000,00
3	Encofrado para viga pretensada	u	\$ 135.360,00
4	Tensores para arriostamiento y caños guía	gl	\$ 353.680,00
5	Hormigón Elaborado H-21	m3	\$ 4.080,00
6	Hormigón Elaborado H-30	m3	\$ 4.380,00
7	Plataforma de trabajo de Xm x Ym	u	\$ 120.000,00
8	Acero ADN 420	tn	\$ 60.000,00
9	Acero para Pretensado	tn	\$ 70.000,00
10	Bolsa de Cemento (50kg/bls)	bs	\$ 280,00
11	Aditivo para inyecciones expansivas (20kg/bls)	bs	\$ 1.200,00
12	Piedra 6-30	m3	\$ 2.000,00
13	Membrana	m2	\$ 8,00

***Nota: Precios son +IVA**

4.4) Análisis de Precios - PLANILLA 3

4.4.1) Excavación mecánica por debajo del pelo de agua

FECHA 27/9/2018

ITEM N°: 2.1.

DENOMINACION: **Excavación mecánica por debajo del pelo de agua**

UNIDAD: **m3**

CANTIDAD ESTIMADA TOTAL m3 **1.500,00**

1.-MATERIALES

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	0,00	(1)	0,000%
----------------------------------	--------	-------------	--------------	---------------

2.- ELABORACION

JORNAL: J= **8,8** hs /día

RENDIMIENTO: Re= **120** m3 /día

2-a) EQUIPOS

HS AMORTIZACIÓN: **12000** hs/año "=A"

COEF. INTERÉS S/CAP. NO AMORT.: **0,55** "=C"

INTERÉS ANUAL: **12%** "=IA"

HORAS ANUALES: **1200** hs/año "=HA"

Cant	Equipos	[HP]	Valor Equipo
1,00	Grúa	320,00	36.000.000,00
1,00	Camión Volcador 17m3	230,00	3.900.000,00
TOTALES		550,00	\$ 39.900.000 VE

Amortización e intereses

<u>VE * J</u>	+	<u>VE * IA * C</u>	=	
<u>A</u>		<u>HA</u>		
29260	+	2194,50	=	31454,50 \$/día
<u>Reparaciones y Rep.</u> (R y R)				
60,00% de la amortización			=	17556,00 \$/día
<u>Combustible</u> (C)				
0,15 lts/HP * 8 h/d * 550 HP		*	\$ 7,000 =	4620,00 \$/día
<u>Lubricantes</u> (L)				
50% del combustible			=	2310,00 \$/día
SUB-TOTAL (E)				55940,50 \$/día

COSTO TOTAL DE EQUIPOS (E) / (Re) =	\$/ m3	466,17	(2)	93,44%
--	---------------	---------------	--------------	---------------

2-b) MANO DE OBRA

Cant	Categoría	Valor				Total
1,00	Oficial Especializado	107,56 \$/Hs	* J	hs/día	=	946,53 \$/día
2,00	Oficial	91,65 \$/Hs	* J	hs/día	=	1613,04 \$/día
2,00	Ayudante	77,57 \$/Hs	* J	hs/día	=	1365,23 \$/día

SUB-TOTAL (MO) 3924,80 \$/día

COSTO TOTAL MANO DE OBRA (MO) / (Re) =	\$/ m³	32,71 (3) 6,56%
---	--------------------------	--------------------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM (1) + (2) + (3) =	498,9 (4)	100,00%
--	--------------------	----------------

4.4) Análisis de Precios - PLANILLA 3

4.4.2) Retiro de detritos de excavación

FECHA 27/9/2018

ITEM N°: 4.2.

DENOMINACION: **Retiro de detritos de excavación**

UNIDAD: **m3**

CANTIDAD ESTIMADA TOTAL m3 **41,00**

1.-MATERIALES

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	0,00	(1)	0,00%
----------------------------------	--------	-------------	--------------	--------------

2.- ELABORACION

JORNAL: J= 8,8 hs /día

RENDIMIENTO: Re= 30 m3 /día

2-a) EQUIPOS

HS AMORTIZACIÓN: 12000 hs/año "=A"

COEF. INTERÉS S/CAP. NO AMORT. 0,55 "=C"

INTERÉS ANUAL: 12% "=IA"

HORAS ANUALES: 1200 hs/año "=HA"

Cant	Equipos	[HP]	Valor Equipo
-	Grúa	320,00	-
-	Camión Volcador 17m3	230,00	-
1,00	Camión Volcador 10m3	217,00	2.100.000,0
-	Picador Hidráulico Sub-acuático	1,00	-
-	1m3	-	-
-	5,00	-
TOTALES		217,00	2.100.000,0 VE

Amortización e intereses

VE * J	+	VE * IA * C	=	
A		HA		
1540,00	+	115,50	=	1655,50 \$/día
<u>Reparaciones y Repues</u> (R y R)				
60,00% de la amortización			=	924,00 \$/día
<u>Combustible</u> (C)				
0,15 lts/HP * 8 h/d	217 HP	*	\$ 7,000	= 1822,80 \$/día
<u>Lubricantes</u> (L)				
50% del combustible			=	911,40 \$/día
SUB-TOTAL (E)				5313,70 \$/día

COSTO TOTAL DE EQUIPOS (E) / (Re) =	\$/ m3	177,12	(2)	69,68%
--	--------	---------------	--------------	---------------

2-b) MANO DE OBRA

Cant	Categoría	Valor			Total
-	Buzos (Of. Esp. x 5)	537,80 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
1,00	Oficial Especializado	107,56 \$/Hs	* J hs/día	=	946,53 \$/día
-	Oficial	91,65 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
-	Medio Oficial	84,50 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
2,00	Ayudante	77,57 \$/Hs	* J hs/día	=	1365,23 \$/día

SUB-TOTAL (MO) 2311,76 \$/día

COSTO TOTAL MANO DE OBRA (MO) / (Re) =	\$/ m3	77,06 (3) 30,32%
---	---------------	---------------------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM (1) + (2) + (3) = 254,18 (4)	100,00%
---	----------------

4.4) Análisis de Precios - PLANILLA 3

4.4.3) Materiales, Dispositivos y Mano de Obra Complementarios

FECHA 27/9/2018

ITEM N°: 4.4

DENOMINACION: Materiales, Dispositivos y Mano de Obra Complementarios

UNIDAD: gl

CANTIDAD ESTIMADA TOTAL gl **1,00**

1.-MATERIALES

Cant	Materiales	Unidad	Costo unitario	Costo Total	Inc. Parc	Inc. Total
-	Comparador p/nivelación de fondo	u	\$ 30.000,00	\$ -	0,00%	
8,00	Encofrado para elemento "U" L=3,52	u	\$ 43.640,00	\$ 349.120	4,36%	
2,00	Encofrado para elemento "U" L=1,55	u	\$ 21.000,00	\$ 42.000	2,10%	
1,00	Encofrado para viga pretensada	u	\$ 135.360,00	\$ 135.360,00	13,53%	
1,00	Tensores para arriostramiento y caños guía	gl	\$ 353.680,00	\$ 353.680,00	35,36%	
1,00	Plataforma de trabajo de Xm x Ym	u	\$ 120.000,00	\$ 120.000	12,00%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ gl	1.000.160 (1) 100%
----------------------------------	---------------	-----------------------------

2.- ELABORACION

JORNAL: J= 8,8 hs /día
RENDIMIENTO: Re= 0,5 gl /día

2-b) MANO DE OBRA

Cant	Categoría	Valor			Total
-	Buzos (Of. Esp. x 5)	537,80 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
-	Oficial Especializado	107,56 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
-	Oficial	91,65 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
-	Medio Oficial	84,50 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día
-	Ayudante	77,57 \$/Hs	* J hs/día	=	0,00 \$/día

SUB-TOTAL (MO) 0,00 \$/día

COSTO TOTAL MANO DE OBRA (MO)	\$/ gl	0,0	(3)	0.00%
--------------------------------------	---------------	------------	--------------	--------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM (1) + (2) + (3) ÷ 1.000.160	(4)	100.00%
--	--------------	----------------

4.5) Presupuesto

FECHA 27/9/2018

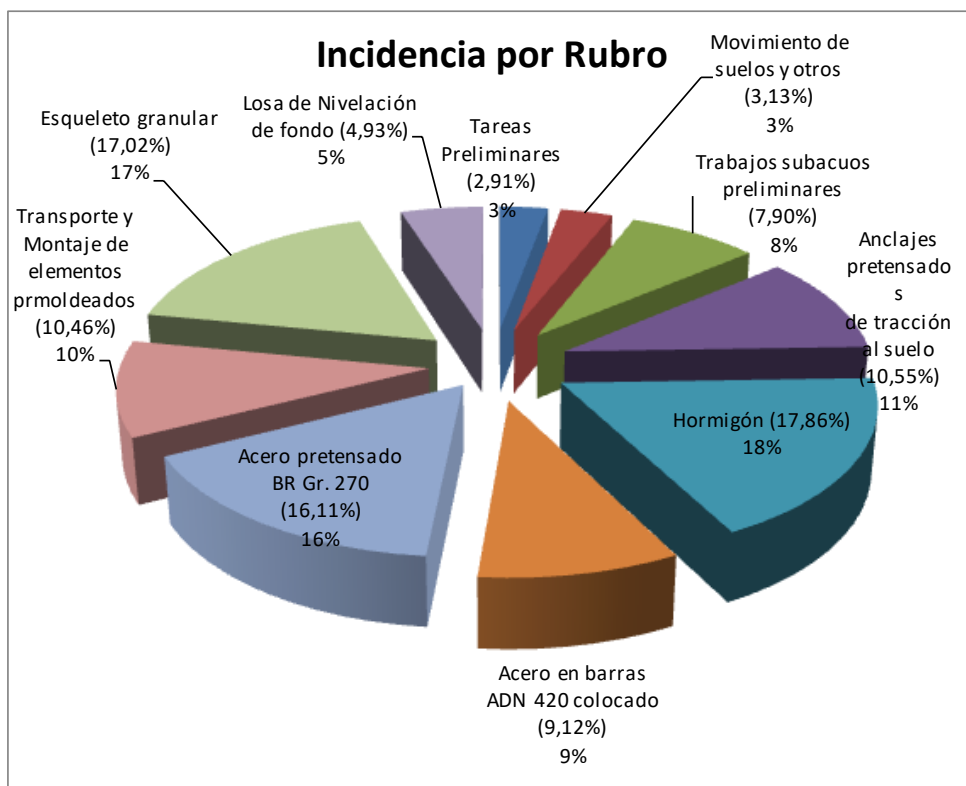
1	Tareas Preliminares	Medidas		Costo (NO incluyen IVA)			% Incidencia	
		Unidad	Cantidad	Unitario	Parcial	Total Rubro	Parcial	Total
1.1	Movilización e Ingeniería	gl	1	\$ 429.016,02	\$ 429.016,02	\$ 429.016,02	100,00%	2,91%
2	Movimiento de suelos y otros							
2.1	Excavación mecánica por debajo del pelo de agua	m³	1.500	\$ 498,88	\$ 748.316,25	\$ 748.316,25	100,00%	5,08%
3	Trabajos subacuos preliminares							
3.1	Relevam. y reconocimiento	días	3	\$ 18.000,00	\$ 54.000,00	\$ 1.134.000,00	4,76%	7,70%
3.2	Limpieza y nivelación	gl	1	\$ 288.000,00	\$ 288.000,00		25,40%	
3.3	Obturación de alojamientos en paredes	gl	1	\$ 360.000,00	\$ 360.000,00		31,75%	
3.4	Picado paredes laterales	gl	1	\$ 432.000,00	\$ 432.000,00		38,10%	
4	Anclajes pretensados de tracción al suelo							
4.1	Servicio de Perforación	m	308	\$ 8.052,00	\$ 2.480.016,00	\$ 3.574.597,46	69,38%	24,27%
4.2	Retiro de detritos de excavación	m³	41	\$ 254,18	\$ 10.421,46		0,29%	
4.3	Servicio de Hincado de Tubo Guía	u	14	\$ 6.000,00	\$ 84.000,00		2,35%	
4.4	Materiales, Dispositivos y Mano de Obra Comp.	gl	1	\$ 1.000.160,00	\$ 1.000.160,00		27,98%	
5	Hormigón							
5.1	Vigas Principales (H-30)	m3	53,00	\$ 4.380,00	\$ 232.140,00	\$ 563.068,80	41,23%	3,82%
5.2	Elemento U (H-21)	m3	75,00	\$ 4.080,00	\$ 306.000,00		54,35%	
5.3	Sellos in situ (H-21)	m3	6,11	\$ 4.080,00	\$ 24.928,80		4,43%	
6	Acero en barras ADN 420 colocado							
6.1	Vigas principales	tn	6,00	\$ 69.282,00	\$ 415.692,00	\$ 1.309.957,64	31,73%	8,89%
6.2	Elementos U	tn	11,47	\$ 69.282,00	\$ 794.664,54		60,66%	
6.3	Sellos in situ	tn	1,1	\$ 99.600,00	\$ 99.601,10		7,60%	
7	Acero pretensado BR Gr. 270							
7.1	Vigas principales	tn	1,80	\$ 192.702,00	\$ 346.863,60	\$ 2.314.650,30	14,99%	15,71%
7.2	Anclajes de tracción al suelo	tn	5,00	\$ 325.254,00	\$ 1.967.786,70		85,01%	
8	Transporte y Montaje de elementos prmoldeados							
8.1	Vigas Principales	u	7	\$ 36.600,00	\$ 256.200,00	\$ 1.502.088,00	17,06%	10,20%
8.2	Elementos U	u	96	\$ 12.978,00	\$ 1.245.888,00		82,94%	
9	Esqueleto granular							
9.1	Capa inf. 15cm (6-30) + membrana impermeable	m3	50,00	\$ 13.008,00	\$ 650.400,00	\$ 2.445.147,60	26,60%	16,60%
9.2	Capa sup. 20cm (6-30) + Inyección	m3	66,00	\$ 17.022,00	\$ 1.123.452,00		45,95%	
9.3	Relleno superior (6-30)	m3	207,19	\$ 3.240,00	\$ 671.295,60		27,45%	
10	Losa de Nivelación de fondo							
10.1	Hormigón (H-21) + Acero (ADN 420) y M.O.	m3	82,60	\$ 8.580,00	\$ 708.708,00	\$ 708.708,00	100,00%	4,81%
COSTO TOTAL DE OBRA:							\$ 14.729.550,07	
COSTO INDIRECTO DE OBRA:							\$ 2.209.432,51	
GASTOS GENERALES DE OBRA:							\$ 1.767.546,01	
BENEFICIO DE OBRA:							\$ 2.945.910,01	
TOTAL PRESUPUESTO							\$ 21.652.438,61	

Aclaraciones:

- El ítem 1 es el 3% de la suma de los costos de los rubros 2 a 10
- El ítem 4.1 incluye los tubos de acero incados necesarios como guías para la ejecución de las perforaciones
- El ítem 6.1 no contiene la provisión y colocación de armadura pasiva ADN 420 necesaria de introducción del postensado.
- El ítem 7.1 incluye: Suministro de anclajes, vaina y acero de pretensado. Corte, ejecución y enfilado en las vainas de los cables. Posicionamiento de los cables y demás elementos de postensado. Corte de las puntas excedentes de los cables para sellar los nichos. Operaciones de tesado e inyección. Mano de obra. Provisión y colocación de acero ADN 420 pasivo de introducción del postensado. Fletes de materiales. Suministro de cemento e Intraplast, servicios en general.
- El ítem 7.2 incluye: además de lo indicado en el párrafo anterior, las tareas necesarias llevadas a cabo por los buzos
- En los ítems 8.1 y 8.2 se tomó una distancia de transporte de 100 km (Distancia entre lugar de fabricación y de obra).
- El ítem 10.1 incluye la provisión y colocación de una membrana Agropol 400 mic. previa a la ejecución de la losa superior de terminación.

Incidencia de cada rubro en el costo total

El gráfico siguiente muestra la incidencia de cada rubro respecto del costo total, expresado en porcentajes.



ANEXO I

Estudio de suelos

ANEXO I

Estudio de suelos

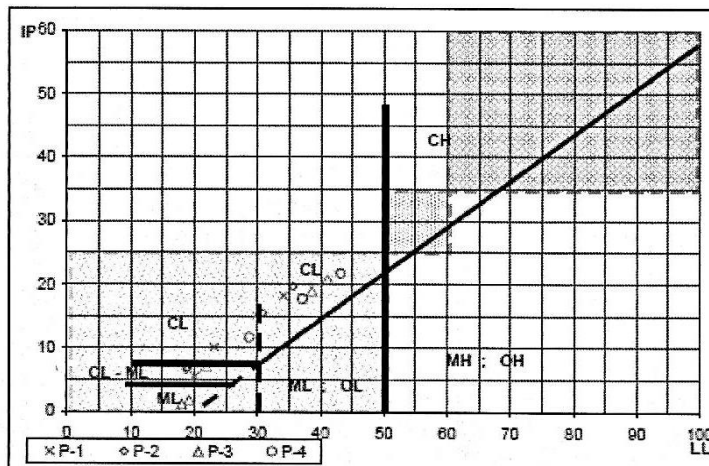
IV.- CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S. - Casagrande)

DIVISION PRINCIPAL	SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS	
SUELOS DE GRANO GRUESO 50% o más pasados por el tamiz nº 200.	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenida en el tamiz nº 4	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos.
		GP	Gravas y mezclas de grava y arena mal graduadas con pocos finos o sin finos.
	ARENAS más del 50% de la fracción gruesa pasa el tamiz nº 4	GM	Gravas limosas, mezclas de grava arena y limo.
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava arena y arcilla.
		SW	Arenas y arenas gravosas bien graduadas con pocos finos o sin finos.
		SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos.
		SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo.
		SC	Arenas arcillosas, mezclas arena arcilla.
		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla.
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
SUELOS DE GRANO FINO 50% o más pasa por el tamiz nº 200.	LIMOS Y ARCILLAS límite líquido de 50% o inferior.	MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o limos plásticos.
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.
		OH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta o media.
	LIMOS Y ARCILLAS límite líquido superior a 50%.	PT	Turba, estiércol y otros suelos.

Clasificación basada en el porcentaje de finos. Menos de 5% para por el tamiz nº 200. GW, GP, SW, SP. Más del 12% para por el tamiz nº 200. GM, GC, SM, SC. Entre el 5 y el 12 % se utilizan símbolos dobles (ej. SM-SW).

Con límite líquido, límite plástico se clasifican en la Carta de Casagrande.

CARTA DE CASAGRANDE.



Calificación del Potencial de Expansión según W.E.S. (Waterways Experimental Station - U.S. Army Corps of Engineers)

BAJO	LL<50 ; IP<25
MEDIO	50>LL<60 y 25>IP>35
ALTO	LL>60 ; IP>35

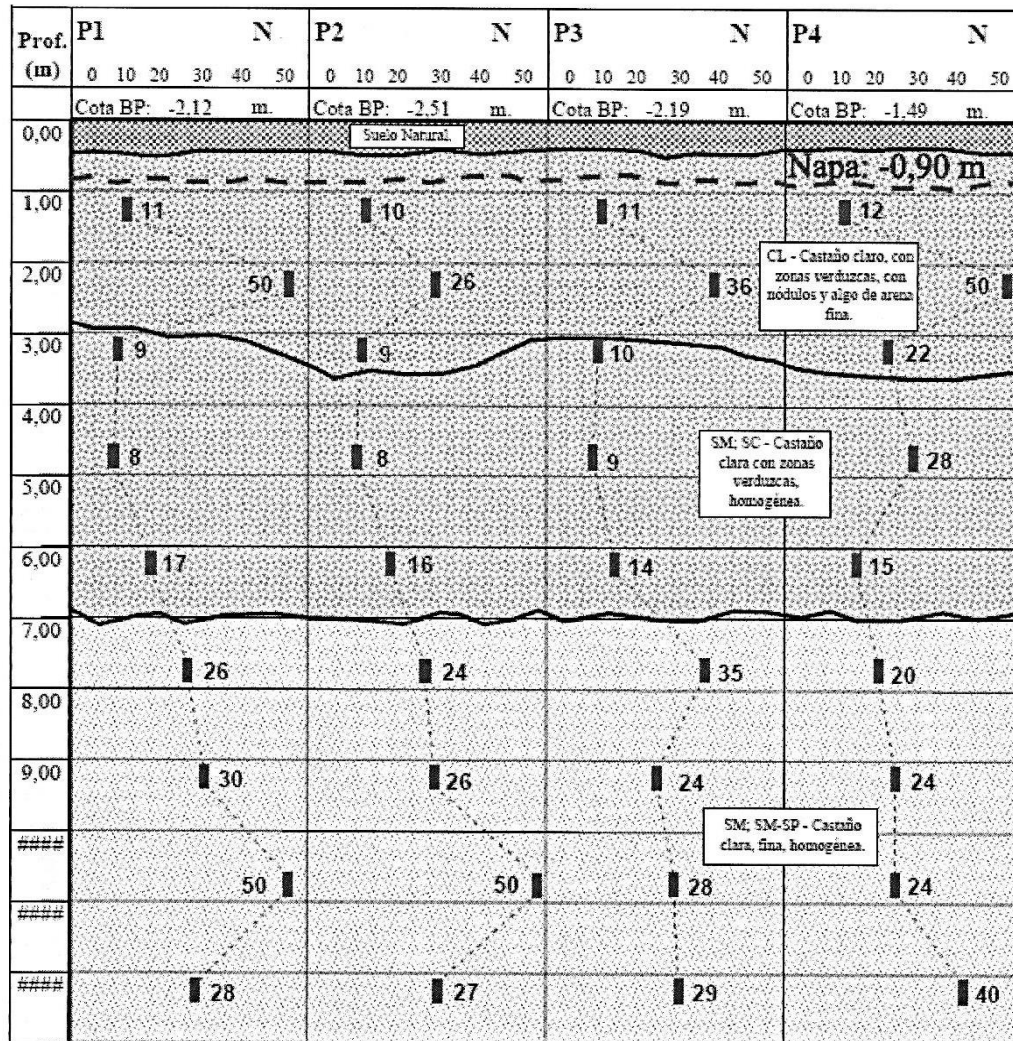
ENSAYO NORMALIZADO DE PENETRACION DE TERZAGHI (S.P.T.)

Durante la ejecución de las perforaciones se llevó a cabo el ensayo de penetración, que consiste en la hincas del sacamuestras a través de 45 cm del suelo, mediante una masa de 70 kg de peso y 70 cm de caída libre. El número de golpes necesario para penetrar los últimos 30 cm es el resultado del ensayo, y el mismo permite valorar la consistencia de los suelos en la siguiente forma:

Numero de golpes	Consistencia
0 a 2	muy blanda
2 a 4	blanda
4 a 8	Medianamente compacta
8 a 15	compacta
15 a 30	muy compacta
más de 30	dura

V.- PERFIL ESTRATIGRAFICO

Se representa aquí el perfil tentativo de la estratigrafía del suelo, basado en el reconocimiento y clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio. Además, se indican los resultados de las sucesivas realizaciones del Ensayo normalizado de penetración de Terzaghi (SPT).



VI.- CUADRO DE COTAS Y TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO

Con los valores obtenidos del ensayo de Terzaghi (S.P.T.), los datos recopilados en las tareas de campaña y las determinaciones de laboratorio, se ha calculado la capacidad portante del suelo en los distintos niveles y se ha confeccionado el siguiente cuadro de cotas y tensiones admisibles, para cargas estáticas.

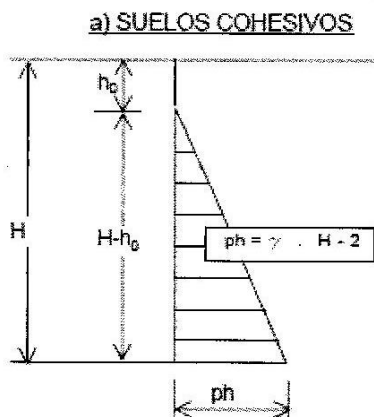
En la determinación de estos valores se consideró:

- un coeficiente de seguridad a la rotura del suelo igual a: 3
- un asentamiento máximo de: 2,5 cm.

Profundidades referidas a Cota 0,00 de referencia	Tensiones admisibles para bases aisladas Kg/cm ²	Coefficiente de Balasto Kg/cm ³	Tensiones admisibles para zapatas cuya relación de lados sea mayor a 1 Kg/cm ²
0,7 a 1,00	-----	2,50	1,10
1,50	1,50	3,75	1,20
2,00	1,40	4,00	-----
3,00	1,30	3,50	-----
4,50	1,20	3,00	-----
6,00	2,20	5,80	-----
7,50	3,20	8,80	-----
9,00 a 12,00	4,00	10,00	-----

DIAGRAMAS DE EMPUJES EN PARAMENTOS VERTICALES

- Estos diagramas corresponden a las hipótesis de: una rotura plana, para un macizo homogéneo, con superficie libre horizontal, limitado por una pantalla vertical lisa.



Nº	Df	γ	sc	(st-sc)	ΔH	k	mv	S
	cm	kg/cm3	Kg/cm2	kg/cm2	cm		cm2/kg	cm
1	200	0,0009	0,180	1,220	40	1,0	0,014	0,649
2	240	0,0009	0,216	1,184	40	0,8	0,014	0,497
3	280	0,0009	0,252	1,148	40	0,4	0,014	0,225
4	320	0,0009	0,288	1,112	40	0,2	0,010	0,067
5	360	0,0009	0,324	1,076	40	0,1	0,010	0,043
				ASENTAMIENTO en cm.				1,481

IX.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTE

Cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ, según el método del ingeniero Zaven Davidian publicado en su obra "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes".

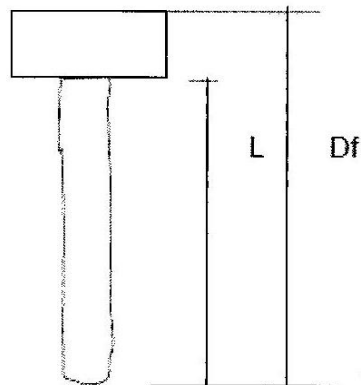
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE Y EL SUELO:

Diámetro (ϕ): 0,50 m napa de agua (CN): -0,90 m Sin Bulbo (ϕ): 0,00 m
Longitud (L): 10,00 m γ_s : 1,85 kg/dm³
Cota Punta (Df): 11,00 m cabezal: 1,00 m

ESTRATO 1: de 1,00 m a 3,00 m
 ϕ 1: 15 C1: 0,19 kg/cm²
Longitud 1: 2,00 m

ESTRATO 2: de 3,00 m a 7,00 m
 ϕ 2: 15 C2: 0,10
Longitud 2: 4,00 m

ESTRATO 3: de 7,00 m a 11,00 m
 ϕ 3: 25 C3: 0,05 kg/cm²
Longitud 3: 4,00 m



COEFICIENTES:

Factores de fricción:	ϕ 1: 15	S32: 0,36	S5: 2,06
	ϕ 2: 15	S32: 0,36	S5: 2,06
	ϕ 3: 25	S32: 1,10	S5: 3,62
Factores de capacidad carga:	ϕ 3: 25	Nc: 21,0	Nq: 10,7
Factor de forma y profundidad:	Df / ϕ : 22	ϕ / L: 0,05	sc. dc: 1,73

RESISTENCIA DE PUNTA:

$q = \gamma_s \cdot Df - 1,00 \cdot (Df - CN) = 10,25 \text{ t/m}^2$
 $qp = (c' \cdot Nc + q \cdot Nq) \cdot sc \cdot dc / V = 69,18 \text{ t/m}^2$
 $Vp = 3$

RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL:

$qf = (1/2 \cdot Df \cdot S32 + c' \cdot S5) / V$
 $qf1 = 2,23 \text{ t/m}^2$
 $qf2 = 1,66 \text{ t/m}^2$
 $qf3 = 3,93 \text{ t/m}^2$
 $Vf = 2$

EJEMPLO DE APLICACIÓN:

Diám. de pta. (ϕ): 0,50 m	Bulbo Punta ϕ : 0,00 m	Reducción L3 a = 4,00 m
Longitud (L): 10,00 m	Area apoyo = 0,1963 m ²	Perimetro fuste = 1,571 m
Cota Punta (Df): 11,00 m	Volumen pilote = 1,9635 m ³	Vol adic bulbo = 0,0000 m ³

Capacidad por punta: $qp \cdot \text{Area} = 13,58 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E1: $qf1 \cdot \text{Perimetro} \cdot L1 = 7,00 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E2: $qf2 \cdot \text{Perimetro} \cdot L2 = 10,43 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E3: $qf3 \cdot \text{Perimetro} \cdot L3 = 24,69 \text{ ton}$
Descuento Peso Propio pilote: $\text{Vol} \cdot \text{Pe}(H^*) = -4,71 \text{ ton}$

CAPACIDAD PORTANTE TOTAL = 50,99 toneladas

SONDEO 4

FECHA: Enero de 2005.

COTA DE LA NAPA FREÁTICA: -1,20 m

COTA DE BOCA DE POZO: -1,49 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.	Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo	γ g/cm ³	ω %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrías																C [kg/cm ²]	φ °	mv [cm ³ /kg]
											0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100								
B.P.	0,00	-1,5			Suelo Natural																								
1	1,50	-3,69	12		CL Castaño claro, con algo de arena fina.	2,07	24,67	43,18	21,40	94,72																			
2	2,50	-4,69	50		CL Castaño claro, con gran cantidad de tosa calcárea y algo de arena fina.	2,08	24,03	37,22	19,55	76,23																			
3	3,50	-5,69	22		CL Castaño verdusco, homogéneo, con algo de arena fina.	2,28	16,57	28,77	17,14	69,35													0,40	15	0,007				
4	5,00	-7,19	28		SM Castaño verdusco, fina, homogénea.	2,36	16,74	N. P.	N. P.	42,19																			
5	6,50	-8,69	15		SM Castaño clara, fina, homogénea.	2,19	17,94	N. P.	N. P.	16,74													0,07	24	0,009				
6	8,00	####	20			SM	2,21	16,25	N. P.	N. P.	14,25																		
7	9,50	####	24		SM-SP	2,26	16,17	N. P.	N. P.	9,68																			
8	11,00	-13,19	24		SM-SP	2,30	20,34	N. P.	N. P.	7,44													0,19	25	0,007				
9	12,50	-14,69	40		SM-SP	2,21	19,08	N. P.	N. P.	6,29																			

Por debajo de las cotas indicadas en los distintos ensayos se puede suponer suelo con características similares a los informados en los últimos estratos

XI.- CONCLUSIONES

A) Características generales del suelo:

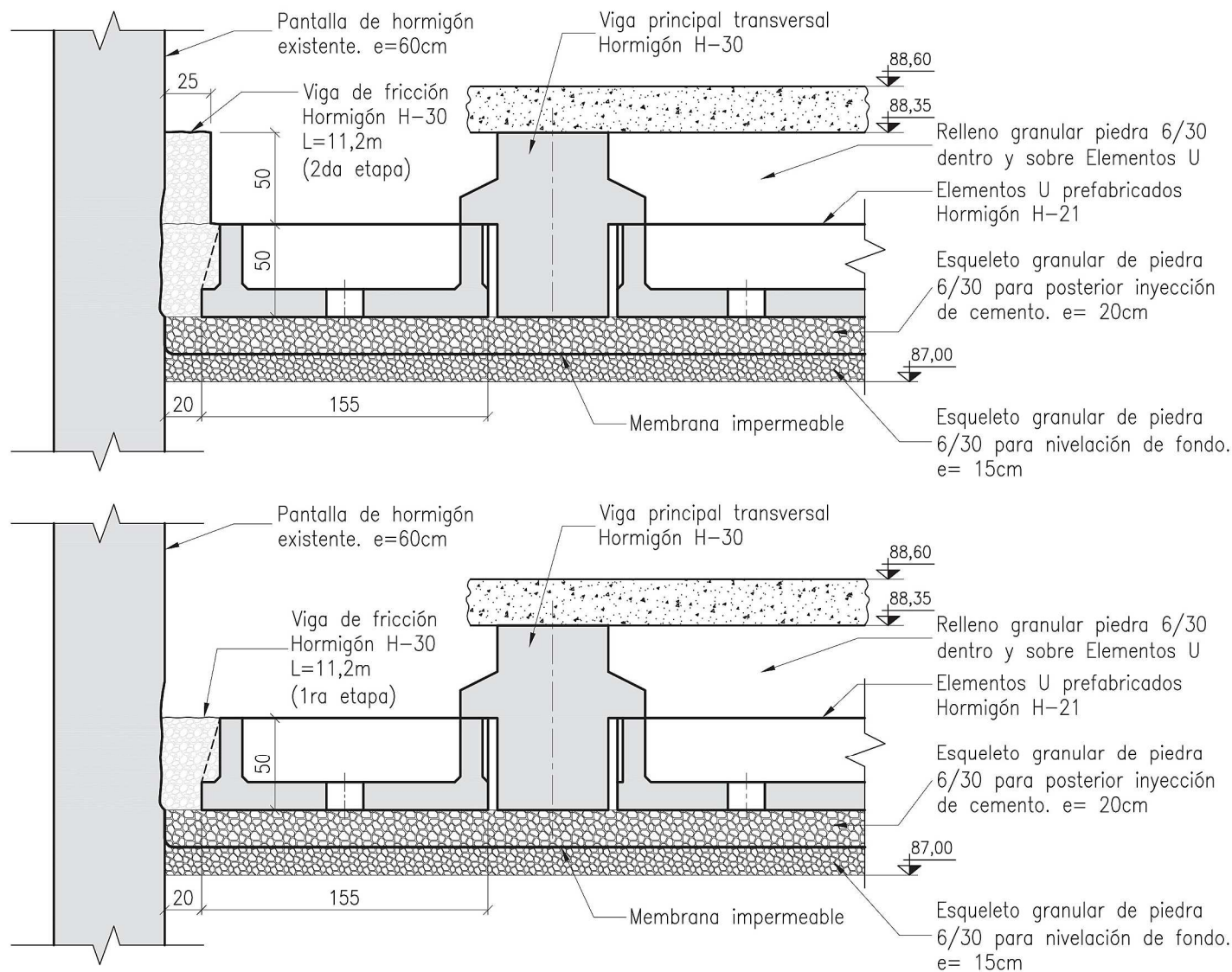
A partir de haber reconocido, ensayado y clasificado en laboratorio las muestras obtenidas en campo, se puede realizar una descripción de las características generales de los suelos.

Luego de un primer manto de suelo natural de aproximadamente 40 cm de espesor, se detecta la siguiente configuración estratigráfica:

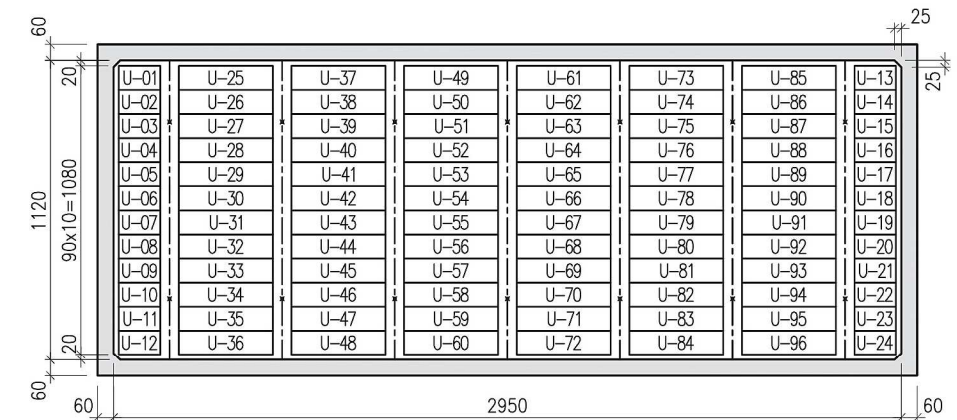
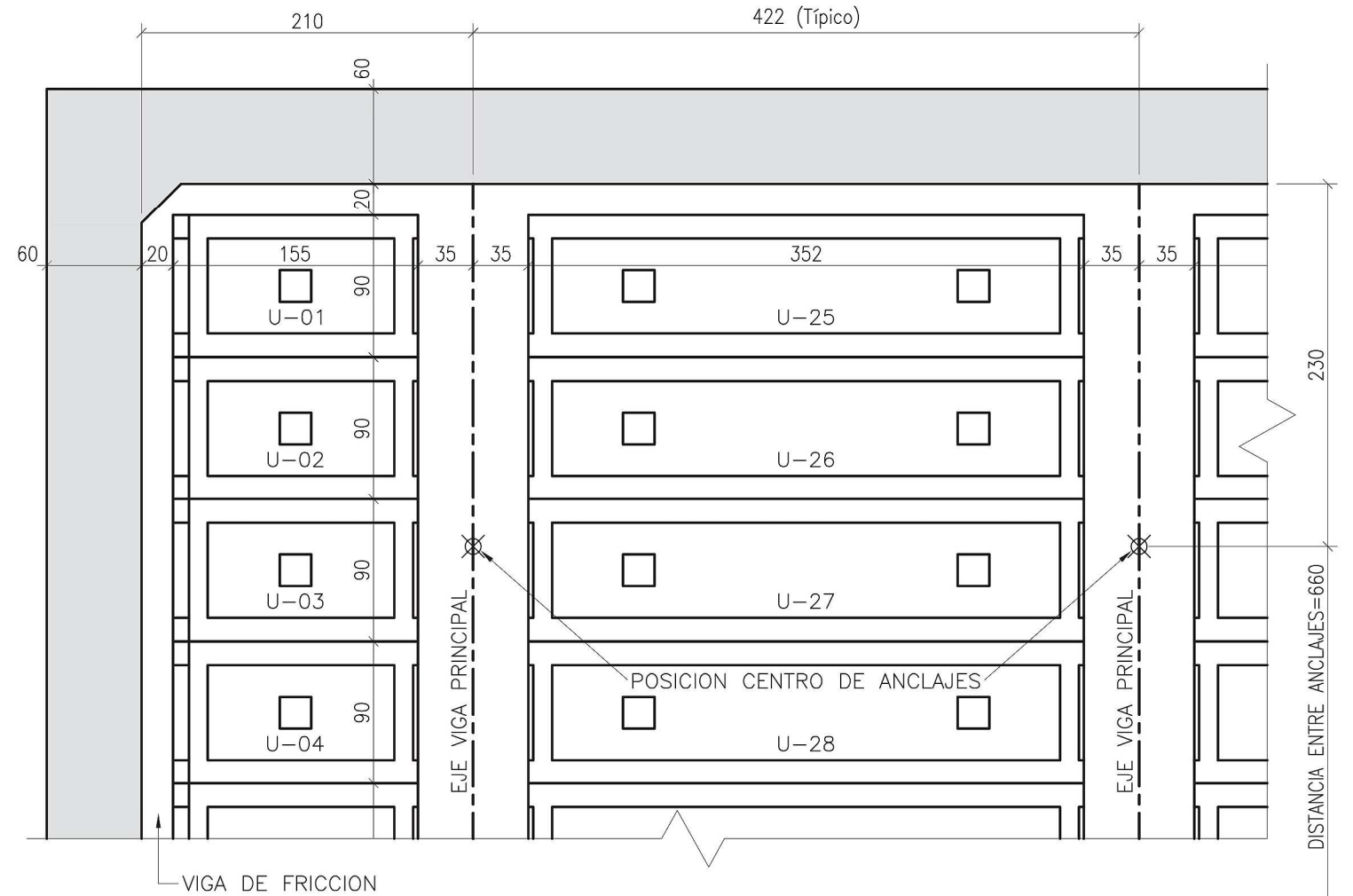
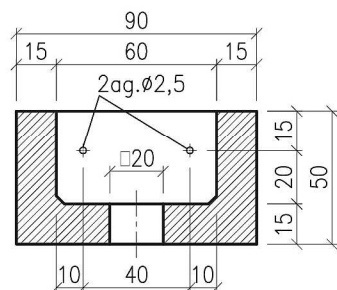
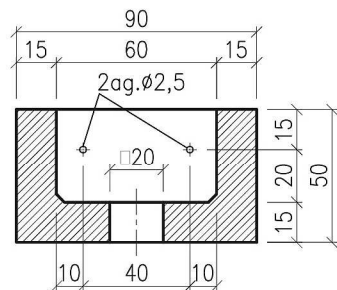
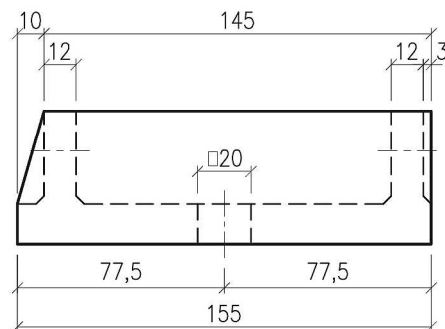
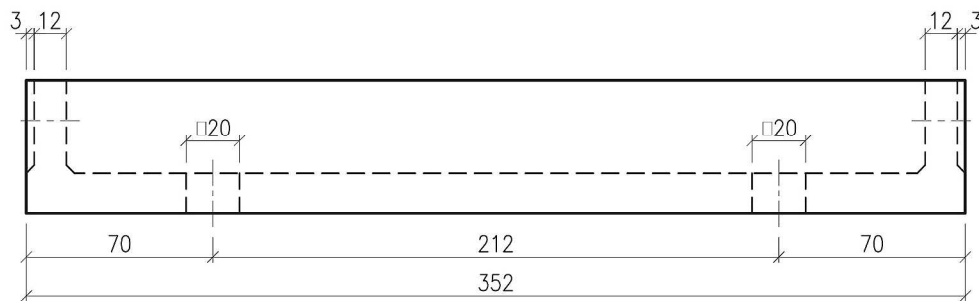
- Un primer estrato de suelo arcilloso CL, de coloración castaño oscuro con zonas verduscas, con nódulos, de consistencia medianamente compacta con zonas muy compactas a duras en los -2,00 m, que se extiende hasta aproximadamente 3,00 m de profundidad.
- Luego se detecta un estrato de suelo formado por arena silicea fina con porcentajes decrecientes de limo o arcilla SM o SL, color castaño claro, homogéneo, de consistencia compacta, que alcanza una profundidad aproximada de 7,00 m.
- Le sigue un estrato de suelo taimen formado por arena silicea fina uniforme, mal graduada SM o SP, de color castaño claro, pero en este estrato la consistencia muy compacta a dura y se extiende hasta el final de las exploraciones.

ANEXO II

Planos constructivos y planillas de
doblado vigas pretensadas y
elementos "U"

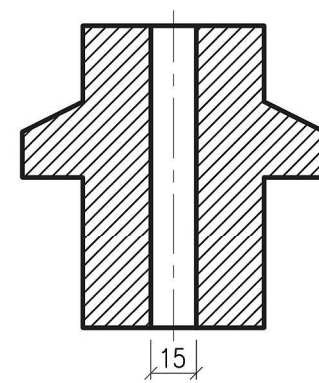


DETALLE VIGA DE FRICCIÓN (ESCALA 1:25)
MATERIALES: HORMIGON H-30

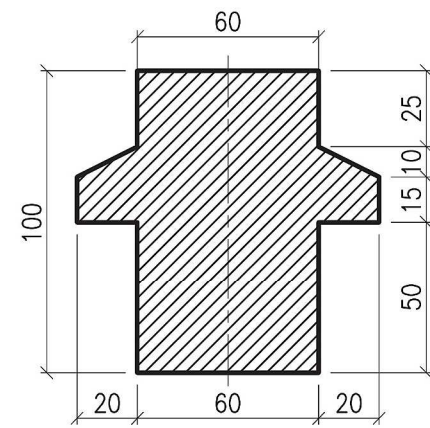


NOTAS GENERALES:
MEDIDAS EN CM
NIVELES EN M
MATERIALES:
HORMIGON: H-21 / H-30

CARLOS A. CARRANZA INGENIERO CIVIL			OBRA: ESTRUCTURA PREFABRICADA Y POSTESADA IMPLANTADA BAJO AGUA	
COMITENTE: ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: ELEMENTOS U ENCOFRADO-DETALLES-REPLANTEO	
PROYECTO	Ing. C. CARRANZA	01/10/13	ESCALAS	PLANO N°: 02
DIBUJO	Ing. C. CARRANZA	01/10/13	1:25 / 1:20	REVISION: 001
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	01/10/13	1:30 / 1:200	ARCHIVO CAD: EstructuraSubacua-01.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	01/10/13		

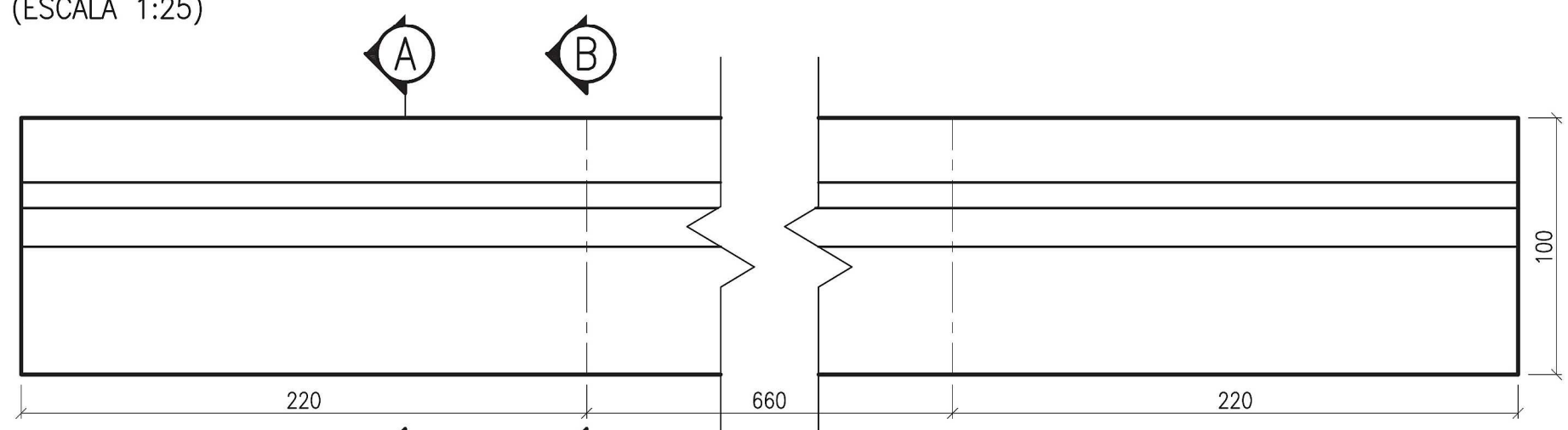


CORTE B-B

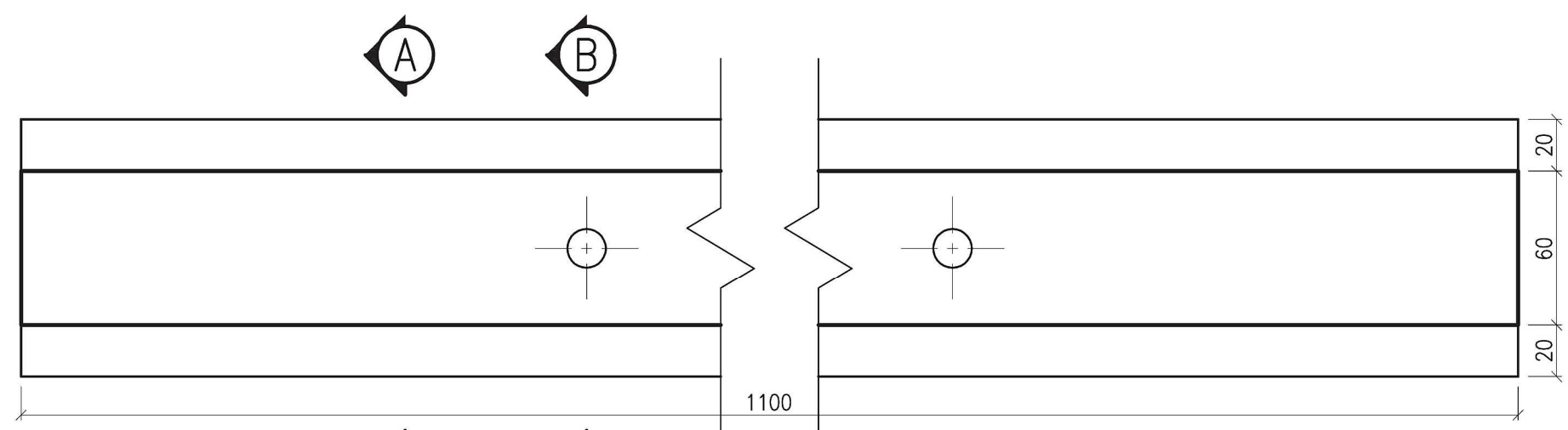


CORTE A-A

ENCOFRADO
(ESCALA 1:25)



VISTA LATERAL



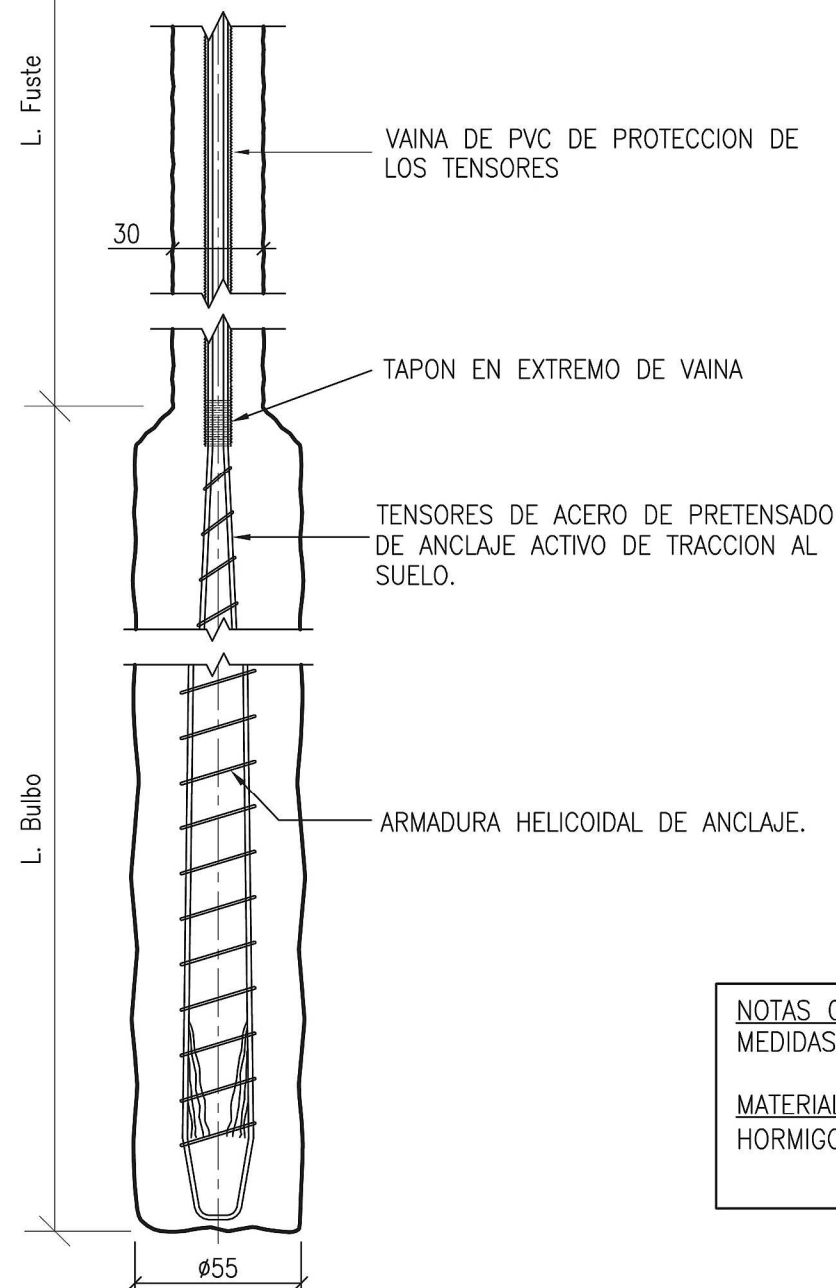
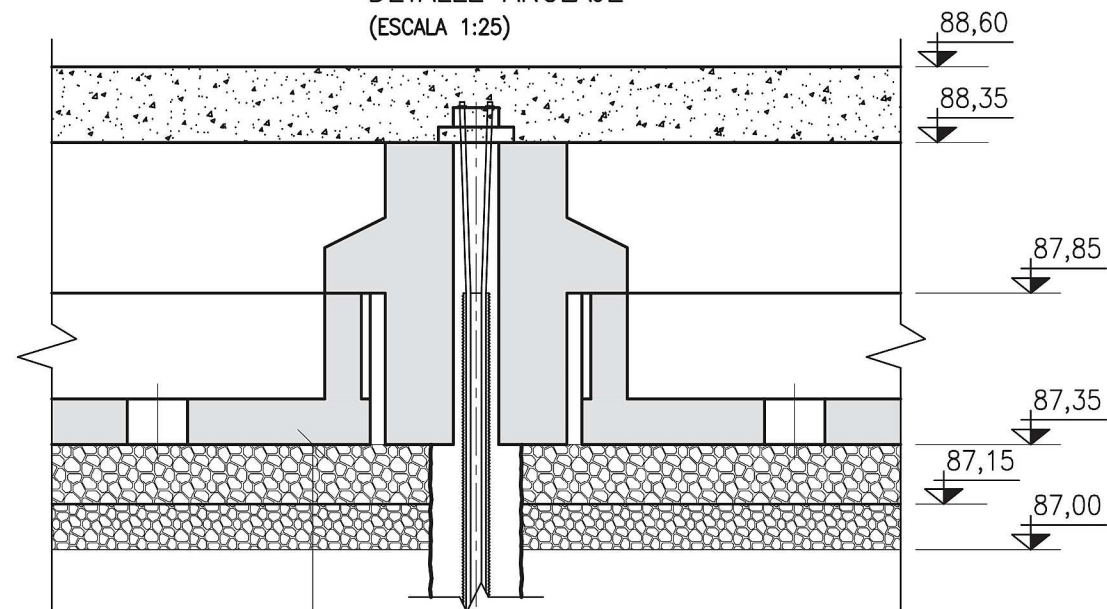
PLANTA

NOTAS GENERALES:
MEDIDAS EN CM

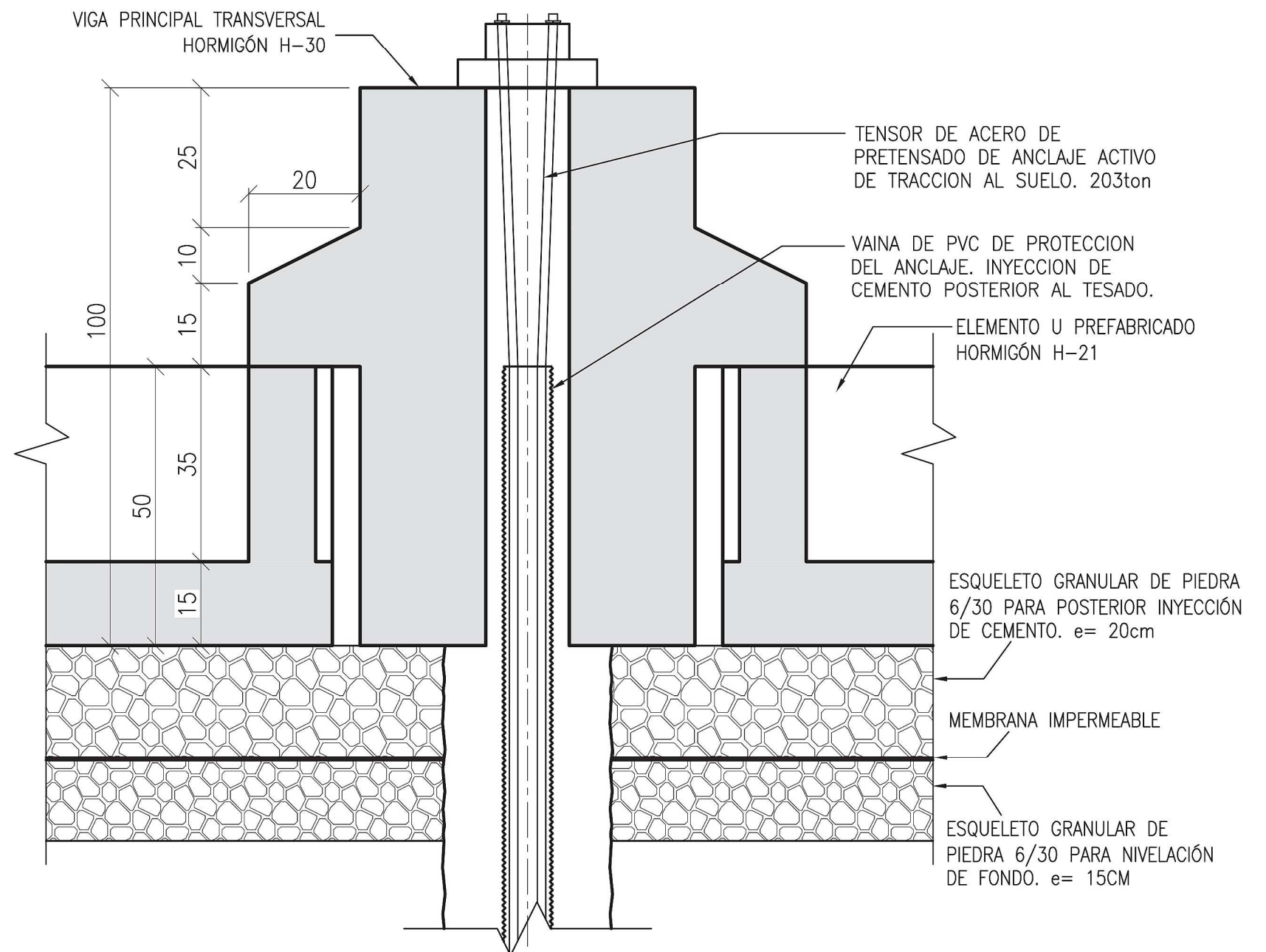
MATERIALES:
HORMIGON: H-30 (VIGAS PRINCIPALES)

CARLOS A. CARRANZA INGENIERO CIVIL			OBRA: ESTRUCTURA PREFABRICADA Y POSTESADA IMPLANTADA BAJO AGUA	
COMITENTE: ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: VIGA LONGITUDINAL POSTESADA ENCOFRADO	
PROYECTO	Ing. C. Carranza	04/10/13	ESCALAS	PLANO N°: 03
DIBUJO	Ing. C. Carranza	04/10/13	1:25	REVISION: 001
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	07/10/13	---	ARCHIVO CAD: EstructuraSubacua-01.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	07/10/13		

DETALLE ANCLAJE
(ESCALA 1:25)



DETALLE ANCLAJE
(ESCALA 1:10)



NOTAS GENERALES:
MEDIDAS EN CM

MATERIALES:
HORMIGON: H-21 (ELEMENTOS U)
H-30 (VIGAS PRINCIPALES)

CARLOS A. CARRANZA
INGENIERO CIVIL

COMITENTE:
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

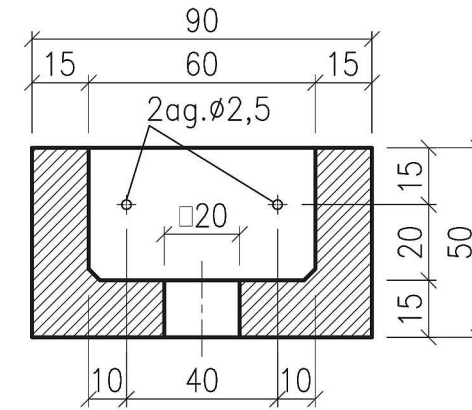
PROYECTO	Ing. C. Carranza	04/10/13
DIBUJO	Ing. C. Carranza	04/10/13
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	07/10/13
APROBO	Ing. E. RINAUDO	07/10/13

OBRA: ESTRUCTURA PREFABRICADA Y POSTESADA
IMPLANTADA BAJO AGUA

PLANO:
ANCLAJES ACTIVOS DE TRACCION AL SUELO
DETALLES

ESCALAS	PLANO N°:	04
1:25	REVISION:	001
1:10	ARCHIVO CAD:	EstructuraSubacua-01.dwg

Technical drawing of a rectangular plate. The overall dimensions are 352 (width) by 12 (height). The plate features two rectangular holes, each with a width of 20. The distance from the left edge to the center of the first hole is 70, and the distance from the right edge to the center of the second hole is 70. The distance between the centers of the two holes is 212. The drawing includes dimension lines and arrows indicating the measurements.



The drawing shows the reinforcement layout for a rectangular slab. The top view (upper part) shows a grid of reinforcement bars with dimensions 94, 134, and 94. The bottom view (lower part) shows the same grid with additional details for the central square area, including diagonal reinforcement (11) and top/bottom bars (10, 9, 8). A detail view on the right shows a corner joint with reinforcement bars 1, 2, 3, and 4.

Top View Details:

- Dimensions: 94, 134, 94
- Reinforcement: 1Ø8c/15, 1Ø8c/20
- Labels: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7

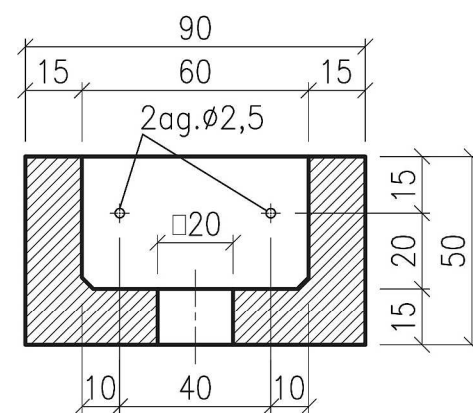
Bottom View Details:

- Dimensions: 94, 134, 94
- Reinforcement: 1Ø8 sup. e inf., 4Ø10 sup. e inf., 1Ø8 sup. e inf.
- Labels: 8, 9, 10, 11

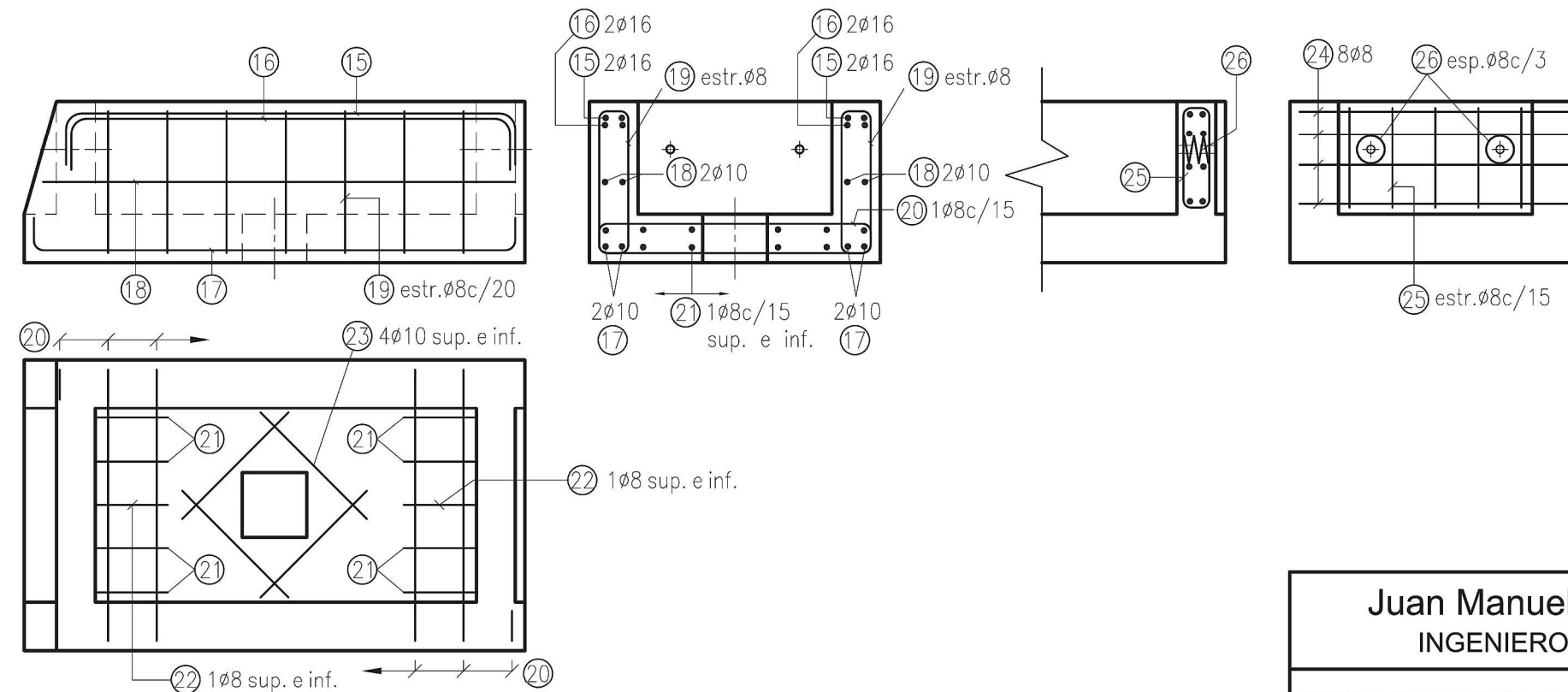
Detail View (Right):

- Reinforcement: 2Ø12, 2Ø16
- Labels: 1, 2, 3, 4

<p align="center">Juan Manuel Franco INGENIERO CIVIL</p>			<p align="center">ESTRUCTURA DE FONDO AFIANZADA POR ANCLAJES ACTIVOS.</p>	
<p align="center">ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA – U.N.R.</p>			<p align="center">Elaborado: ELEMENTOS "U" CENTRALES ENCOFRADO–ARMADURA</p>	
PROYECTO	Ing. J.M. Franco	dic/2013		
DIBUJO	Ing. J.M. Franco	dic/2013	ESCALAS	PLANO N°: 001
CONTRLO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013		REVISION: 000
APROBO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013	Indicadas	ARCHIVO CAD: Planos U.dwg

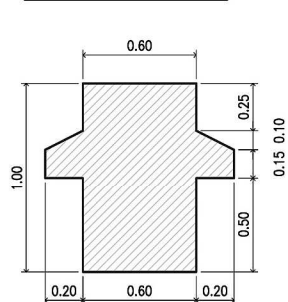


ARMADURA ELEMENTOS "U"
(ESCALA 1:20)

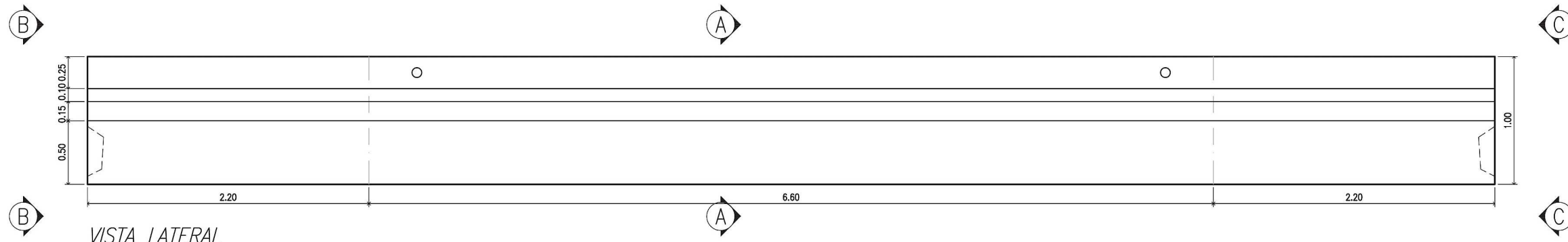


<p align="center">Juan Manuel Franco INGENIERO CIVIL</p>			<p align="center">ESTRUCTURA DE FONDO AFIANZADA POR ANCLAJES ACTIVOS.</p>	
<p align="center">ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA – U.N.R.</p>			<p>Elaborado:</p> <p align="center">ELEMENTOS "U" LATERALES ENCOFRADO–ARMADURA</p>	
PROYECTO	Ing. J.M. Franco	dic/2013		
DIBUJO	Ing. J.M. Franco	dic/2013	ESCALAS	PLANO N°: 002
CONTROLO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013		REVISION: 000
APROBO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013	Indicadas	ARCHIVO CAD: Planos U.dwg

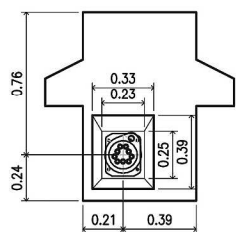
ENCOFRADO



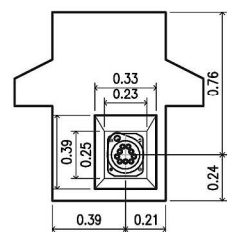
CORTE A-A



VISTA LATERAL

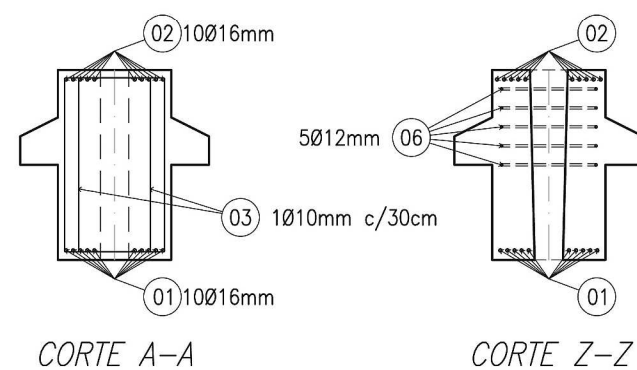


VISTA B-B

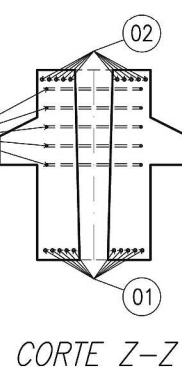


VISTA C-C

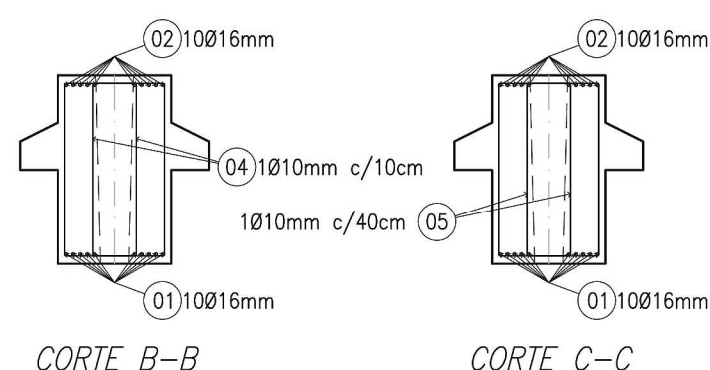
ARMADURA PASIVA



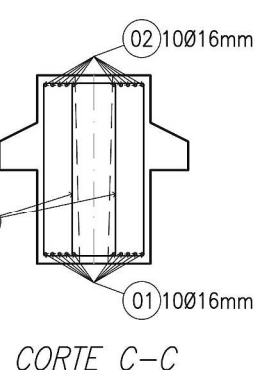
CORTE A-A



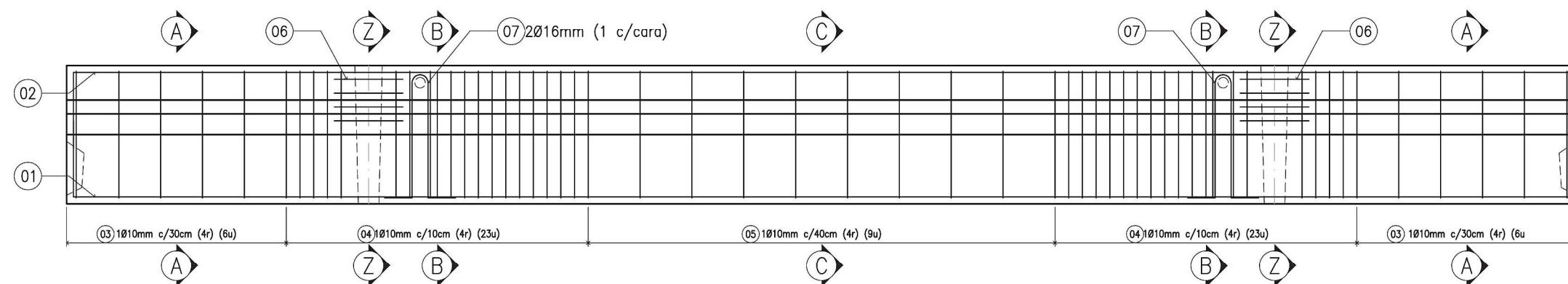
CORTE Z-Z



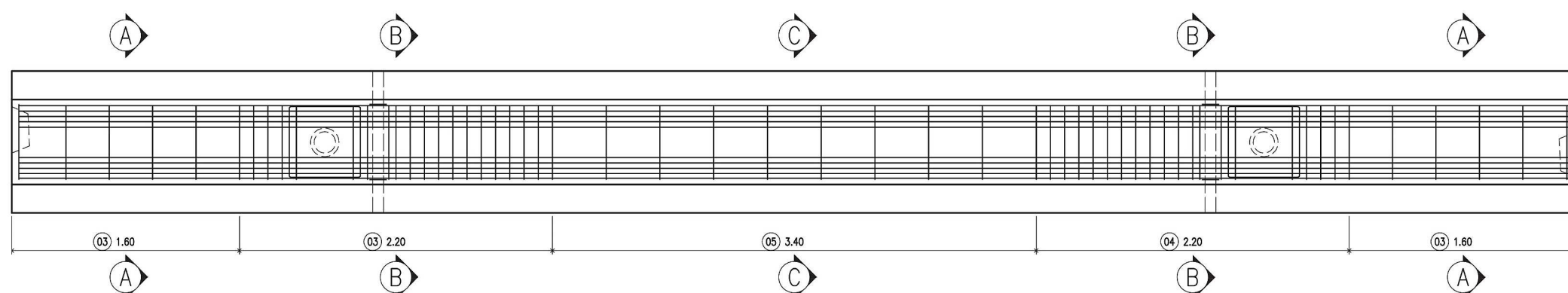
CORTE B-B



CORTE C-C



VISTA LATERAL



VISTA SUPERIOR

MATERIALES

Hormigón: H-30.

Acero pasivo: ADN 420 - 500.

Acero activo: cordones 1x7 B.R. C-1900 Gr. 270.

Juan Manuel Franco
INGENIERO CIVIL

ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

PROYECTO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
DIBUJO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
CONTROL	Ing. E. Rinaudo	dic/2013
APROBO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013

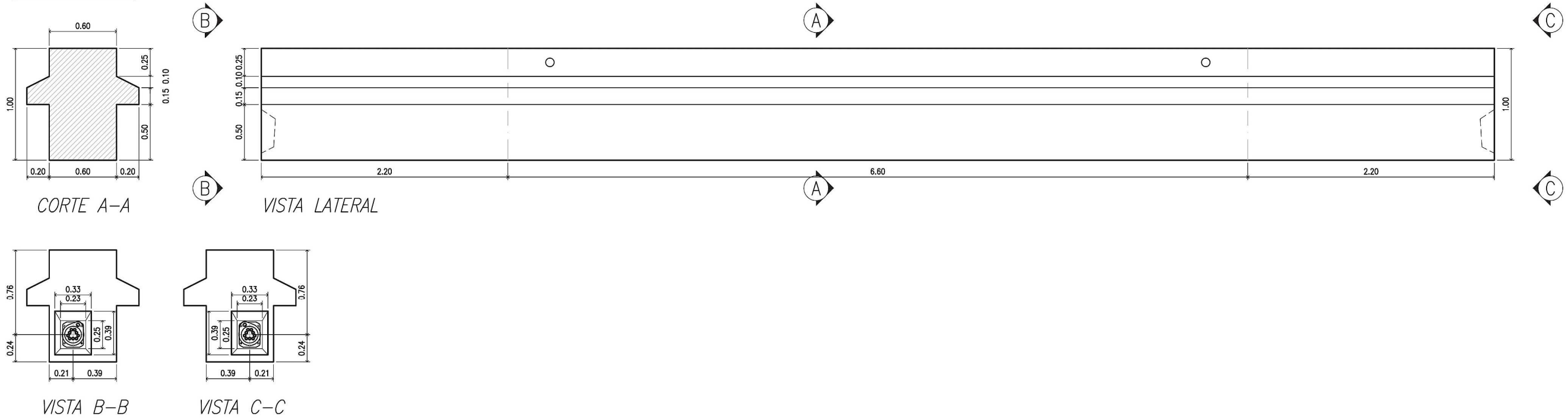
ESTRUCTURA DE FONDO AFIANZADA
POR ANCLAJES ACTIVOS.

Elaborado:

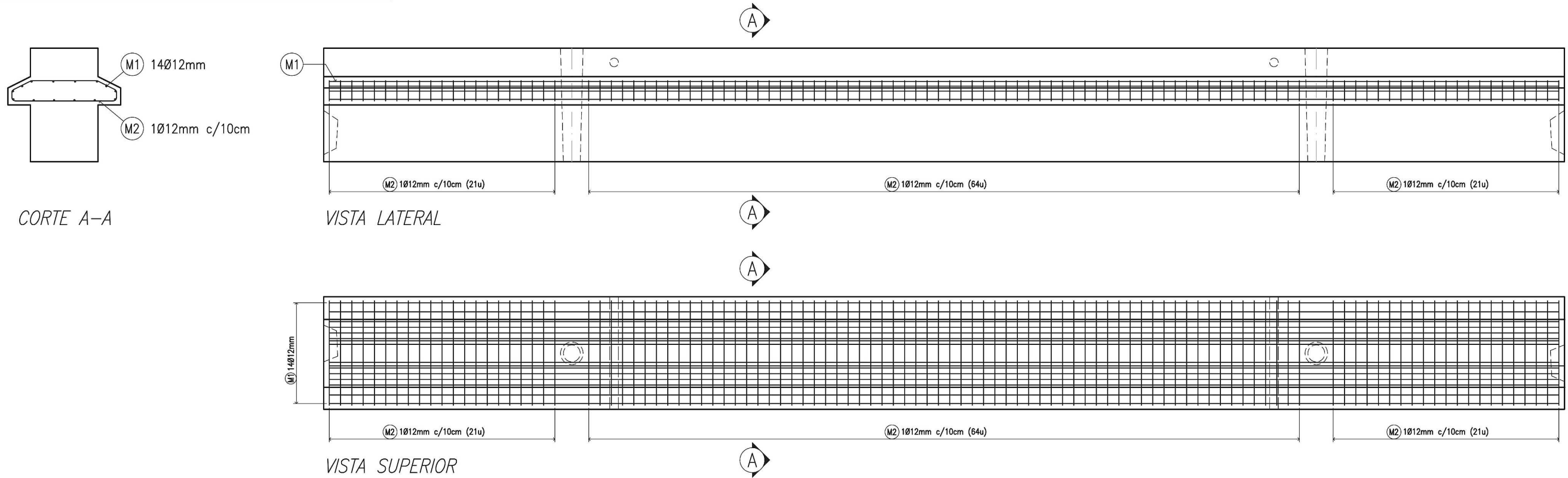
VIGA LONGITUDINAL POSTESADA
ENCOFRADO y ARMADURA PASIVA (1)

ESCALAS	PLANO N°:	003
1:40	REVISION:	000
	ARCHIVO CAD:	Planos V.dwg

ENCOFRADO



ARMADURA PASIVA para Ménsulas Laterales



MATERIALES

Hormigón: H-30.
Acero pasivo: ADN 420 - 500.
Acero activo: cordones 1x7 B.R. C-1900 Gr. 270.

Juan Manuel Franco
INGENIERO CIVIL

ESTRUCTURA DE FONDO AFIANZADA
POR ANCLAJES ACTIVOS.

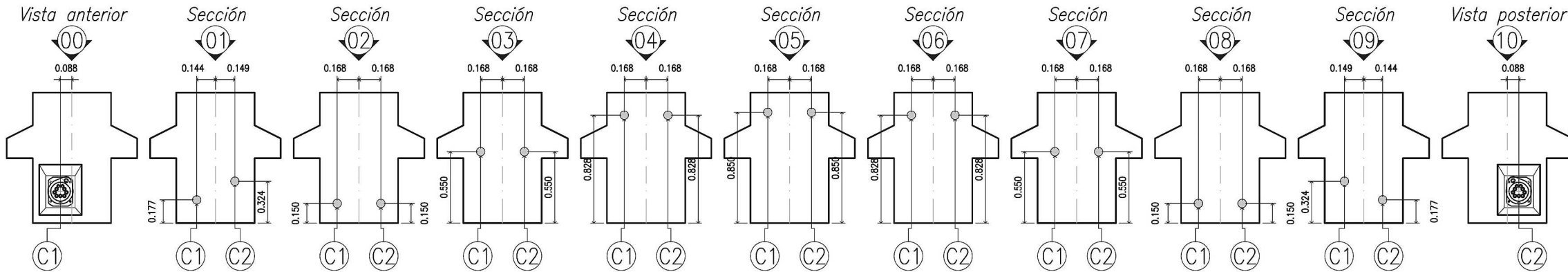
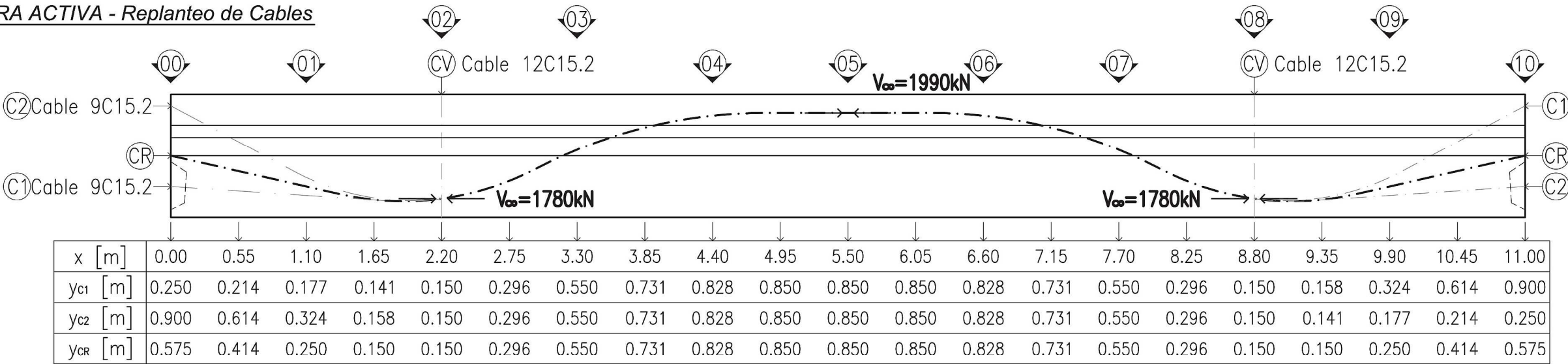
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

Elaborado:
VIGA LONGITUDINAL POSTESADA
ENCOFRADO y ARMADURA PASIVA (2)

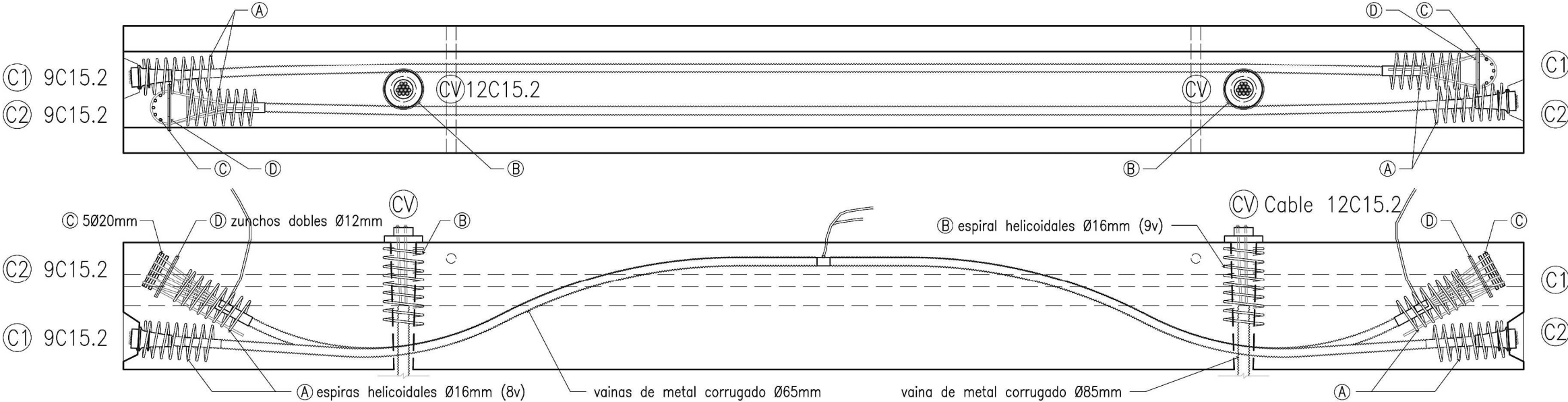
PROYECTO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
DIBUJO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
CONTROL	Ing. E. Rinaudo	dic/2013
APROBO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013

ESCALAS	PLANO N°:	004
1:40	REVISION:	000
	ARCHIVO CAD:	Planos V.dwg

ARMADURA ACTIVA - Replanteo de Cables



ARMADURA ACTIVA - Armaduras de introducción de esfuerzos de tesado.



MATERIALES

Hormigón: H-30.
Acero pasivo: ADN 420 - 500.
Acero activo: cordones 1x7 B.R. C-1900 Gr. 270.

Juan Manuel Franco
INGENIERO CIVIL

ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

PROYECTO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
DIBUJO	Ing. J.M. Franco	dic/2013
CONTROL	Ing. E. Rinaudo	dic/2013
APROBO	Ing. E. Rinaudo	dic/2013

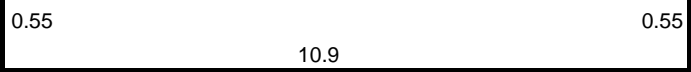
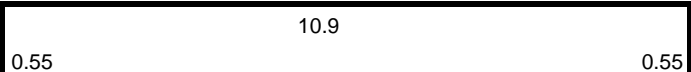

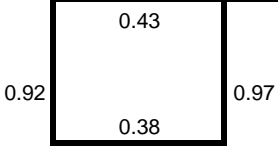
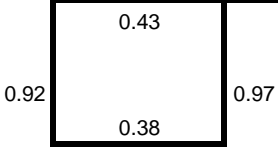

ESTRUCTURA DE FONDO AFIANZADA
POR ANCLAJES ACTIVOS.

Elaborado:
VIGA LONGITUDINAL POSTESADA
ARMADURA ACTIVA y ARMADURA para TESADO

ESCALAS	PLANO N°:	005
1:40	REVISION:	000
	ARCHIVO CAD:	Planos V.dwg

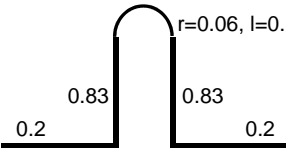
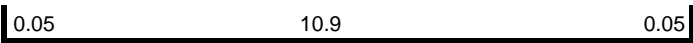


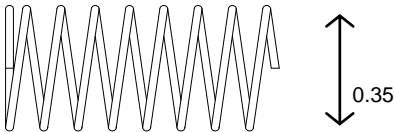
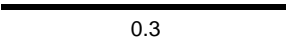
Obra: **ESTRUCTURA SUBÁCUA.**
Elemento: **Viga longitudinal postesada.**

Hormigón: **H-30.**
Acero pasivo: **ADN 420**

POSICIÓN	Descripción	CARACTERÍSTICAS ARMADURAS							DOBLADO
		Ø [mm]	g [kg/m]	cantidad [u]	sep. [cm]	L _U [m]	L _T [m]	G [kg]	
1	armadura longitudinal inferior.	16	1.58	10	--	12.0	120	189.4	
2	armadura longitudinal superior.	16	1.58	10	--	12.0	120	189.4	
3	estribos en zona extrema.	10	0.62	12	30	2.8	34.08	21.0	
4	estribos en zona de anclajes.	10	0.62	46	10	2.7	124.2	76.6	
5	estribos en zona central.	10	0.62	18	40	2.7	48.6	30.0	
6	estribos para anclajes verticales.	12	0.89	5	--	2.1	10.5	9.3	

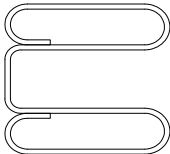
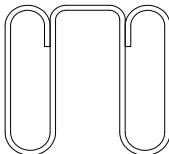
Obra: **ESTRUCTURA SUBÁCUA.**
Elemento: **Viga longitudinal postesada.**

Hormigón: **H-30.**
Acero pasivo: **ADN 420**

POSICIÓN	Descripción	CARACTERÍSTICAS ARMADURAS							DOBLADO
		Ø [mm]	g [kg/m]	cantidad [u]	sep. [cm]	L _U [m]	L _T [m]	G [kg]	
7	ganchos en agujeros de izaje.	16	1.58	4	--	2.3	9	14.2	
M1	armadura longitudinal para ménsulas laterales.	12	0.89	14	--	11.0	154	136.7	
M2	estribos para ménsulas laterales	12	0.89	106	10	2.1	218.36	193.9	
A	espiras helicoidales para anclajes activos / pasivos	16	1.58	4	--	7.5	30.16	47.6	
B	espiras helicoidales para anclajes al terreno.	16	1.58	2	--	9.9	19.79	31.2	
C	armadura para anclajes pasivos.	20	2.47	10	--	0.3	3	7.4	

Obra: **ESTRUCTURA SUBÁCUA.**
Elemento: **Viga longitudinal postesada.**

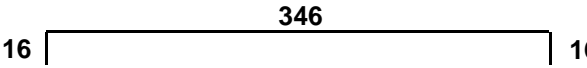
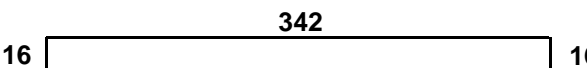

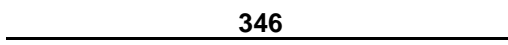
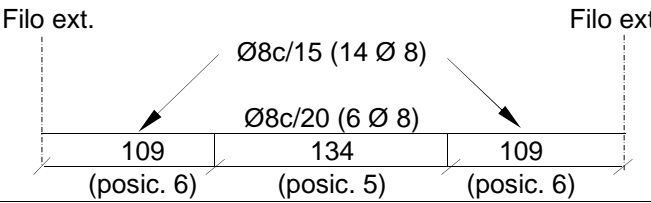
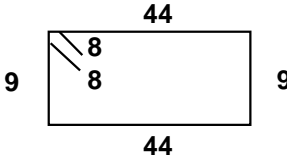
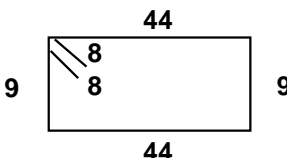
Hormigón: **H-30.**
Acero pasivo: **ADN 420**

POSICIÓN	Descripción	CARACTERÍSTICAS ARMADURAS							DOBLADO
		Ø [mm]	g [kg/m]	cantidad [u]	sep. [cm]	L _U [m]	L _T [m]	G [kg]	
D	armadura pa- ra anclajes pasivos.	12	0.89	4	--	2.0	8	7.1	<div>0.1</div> <div>0.16</div> <div>0.1</div>   <div>0.36</div>
Cordones 1x7 B.R.	armadura activa para tesado.	15.2	1.10	8	--	24.3	194.4	213.8	----
Cordones 1x7 B.R.	armadura activa para tesado.	15.2	1.10	2	--	13.1	26.1	28.7	----

RESUMEN DE CANTIDADES.

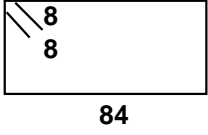
Ø [mm]	G [kg]
10	127.55
12	347.01
16	471.85
20	7.40
15.2	242.55

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	1
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ELEMENTOS U	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)		φ	cantidad		longitud (m)		kg
				parc.	total	parc.	total	
	VIGAS LATER. 50 x 15 L: 352 cm Cant.: 144 (72x2)							
1	Superior		16	2	288	3.78	1088.64	1717.37
2	Superior		16	2	288	3.74	1077.12	1699.20
3	Inferior		12	2	288	3.70	1065.60	945.58
4	A media altura		10	2	288	3.46	996.48	614.06
								
5	Estribos	 1 Ø 8 c/ 20 cm	8	6	864	1.22	1054.08	415.71
6	Estribos	 1 Ø 8 c/ 15 cm	8	14	2016	1.22	2459.52	970.00

subtotal(kg): 6361.90

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	2
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ELEMENTOS U	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)	ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
			parc.	total	parc.	total	
7	Losa inferior 90 x 15 L: 352 cm Cant.: 72  1 \emptyset 8 c/ 15 cm	8	24	1728	2.02	3490.56	1376.62
8	Superior e Inferior 346 1 \emptyset 8 c/ 15 cm	8	10	720	3.46	2491.20	982.49
9	Superior e Inferior 186	8	2	144	1.86	267.84	105.63
10	Superior e Inferior 54	8	4	288	0.54	155.52	61.33
11	Superior e Inferior En aguj. 20x20 50	10	16	1152	0.50	576.00	354.95

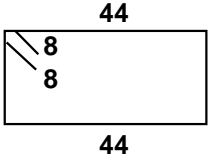
subtotal(kg): 2881.02

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	3
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ELEMENTOS U	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)	ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
			parc.	total	parc.	total	
12	Diafragma 35 x 12 L: 352 cm Cant.: 144 (72x2) <div> </div>	8	8	1152	0.84	967.68	381.64
13	Estribos <div> </div>	8	5	720	0.94	676.80	266.92
14	Espiral <div> </div>	8	1	144	0.85	122.14	48.17

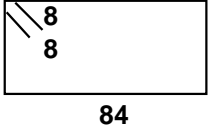
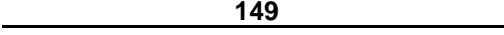

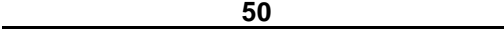

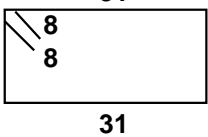
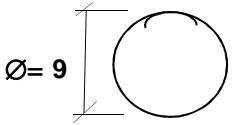
subtotal(kg): 696.73

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	4
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ELEMENTOS U	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)				ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
						parc.	total	parc.	total	
	VIGAS LATER. 50 x 15 L: 145 cm Cant.: 48				(24x2)					
15	Superior	16	139	16	16	2	96	1.71	164.16	258.97
16	Superior	16	135	16	16	2	96	1.67	160.32	252.91
17	Inferior	10	149	10	10	2	96	1.69	162.24	99.98
18	A media altura		146		10	2	96	1.46	140.16	86.37
19	Estribos	9		9	8	7	336	1.22	409.92	161.67



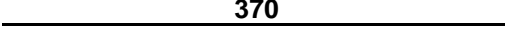
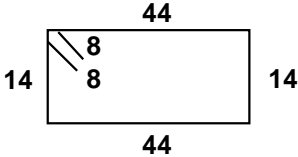
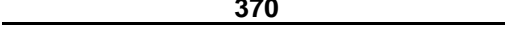
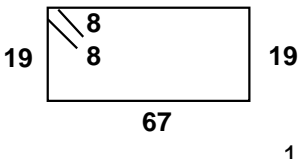
subtotal(kg): 859.89

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	5
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ELEMENTOS U	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)	ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
			parc.	total	parc.	total	
20	Losa inferior 90 x 15 L: 145 cm Cant.: 24  1 ϕ 8 c/ 15 cm	8	11	264	2.02	533.28	210.32
21	 1 ϕ 8 c/ 15 cm	8	10	240	1.49	357.60	141.03
22		8	4	96	0.61	58.56	23.10
23	En aguj. 20x20 	10	8	192	0.50	96.00	59.16
24	Diafragma 35 x 12 L: 145 cm Cant.: 48  4 ϕ 8 por cara	8	8	384	0.84	322.56	127.21
25	Estribos  1 ϕ 8 c/ 15 cm	8	5	240	0.94	225.60	88.97
26	Espiral  Cant. vueltas: 3 Paso: 3 cm	8	1	48	0.85	40.71	16.06

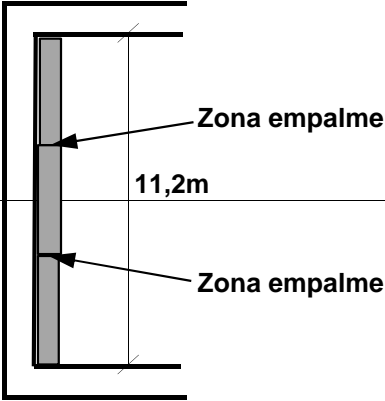
subtotal(kg): 665.84

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	6
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	VIGAS FRICCION	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)				ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
						parc.	total	parc.	total	
	VIGA FRIC.	50 x 20	L: 370 cm	Cant.: 6						
27	Superior				20	2	12	3.70	44.40	109.44
28	Inferior				20	2	12	3.70	44.40	109.44
29	Inferior				16	4	24	3.70	88.80	140.09
30	Estribos	 1 \varnothing 8 c/ 20 cm			8	20	120	1.32	158.40	62.47
31	Inferior				20	6	36	3.70	133.20	328.32
32	Estribos	 1 \varnothing 8 c/ 20 cm			8	20	120	1.88	225.60	88.97

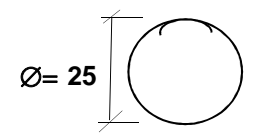
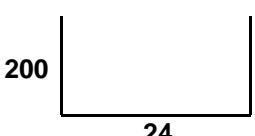
subtotal(kg): 838.74

PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	7
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	VIGAS FRICCION	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	06	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)				ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
						parc.	total	parc.	total	
	VIGA FRIC.	50 x 20	L: 370 cm	Cant.: 4						
33	Empalme	<div> <div>200</div> </div>			20	2	8	2.00	16.00	39.44
34	Empalme	<div> <div>200</div> </div>			20	2	8	2.00	16.00	39.44
35	Empalme	<div> <div>200</div> </div>			16	4	16	2.00	32.00	50.48
36	Empalme	<div> <div>200</div> </div>			20	6	24	2.00	48.00	118.32
										

subtotal(kg):
247.67

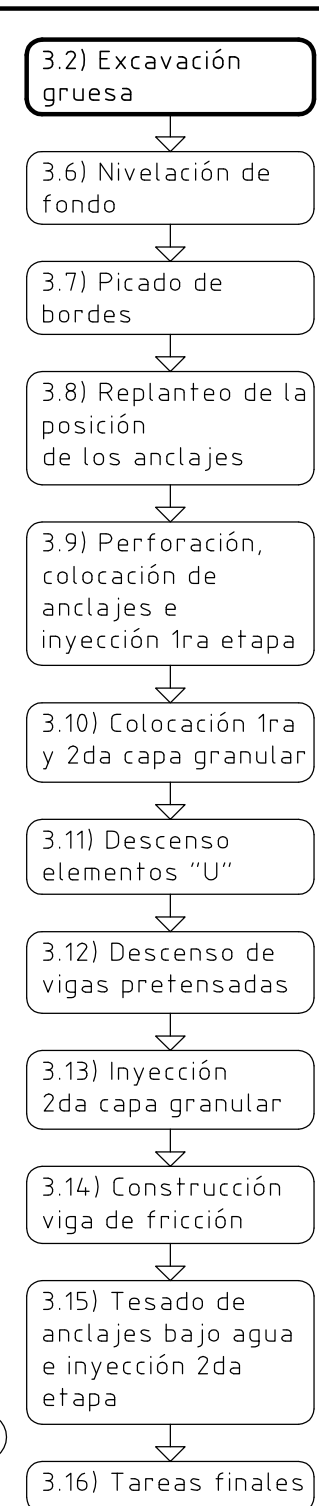
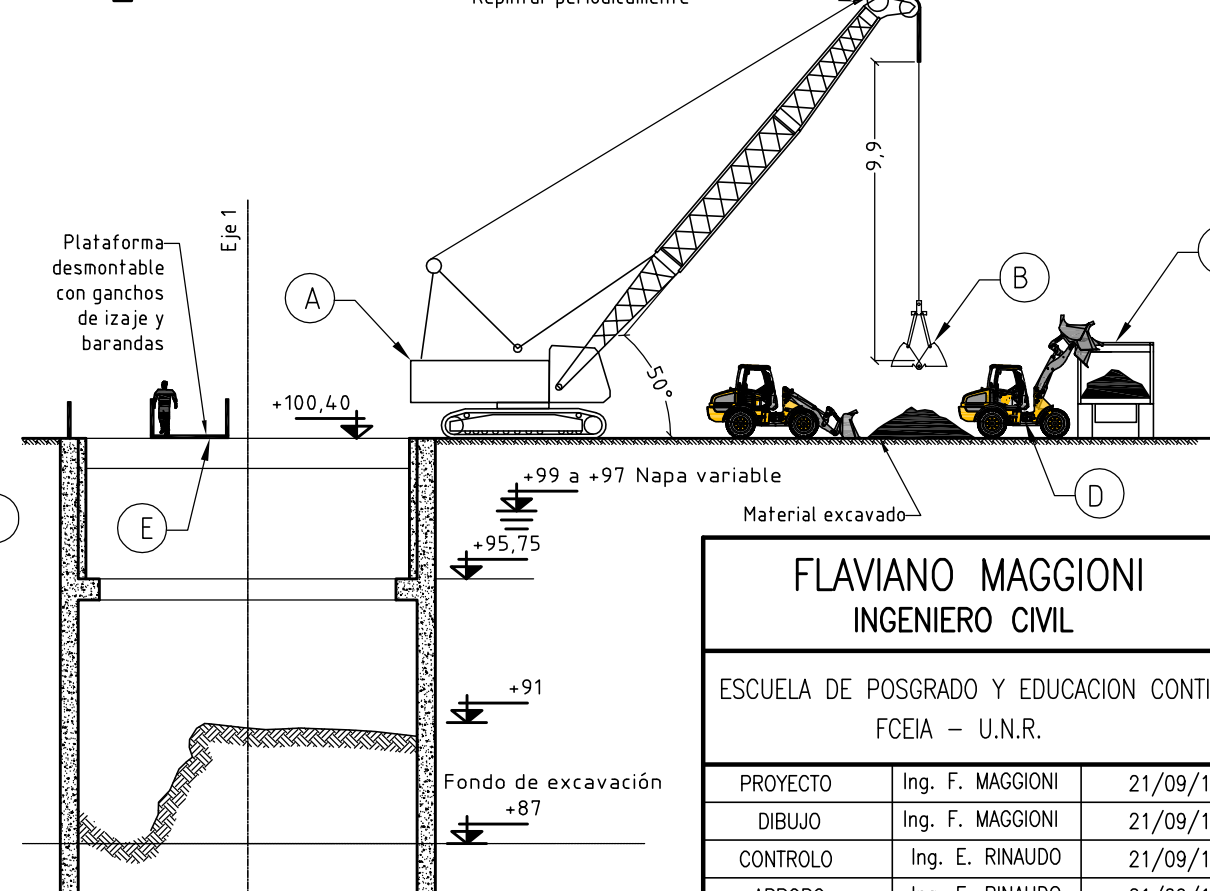
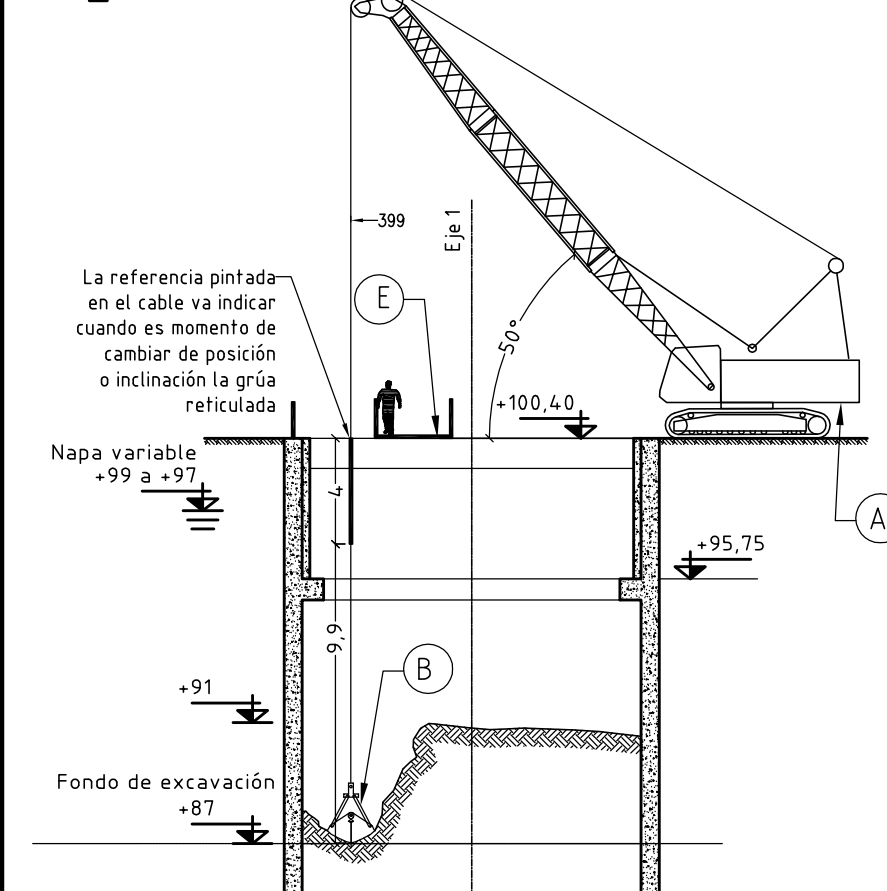
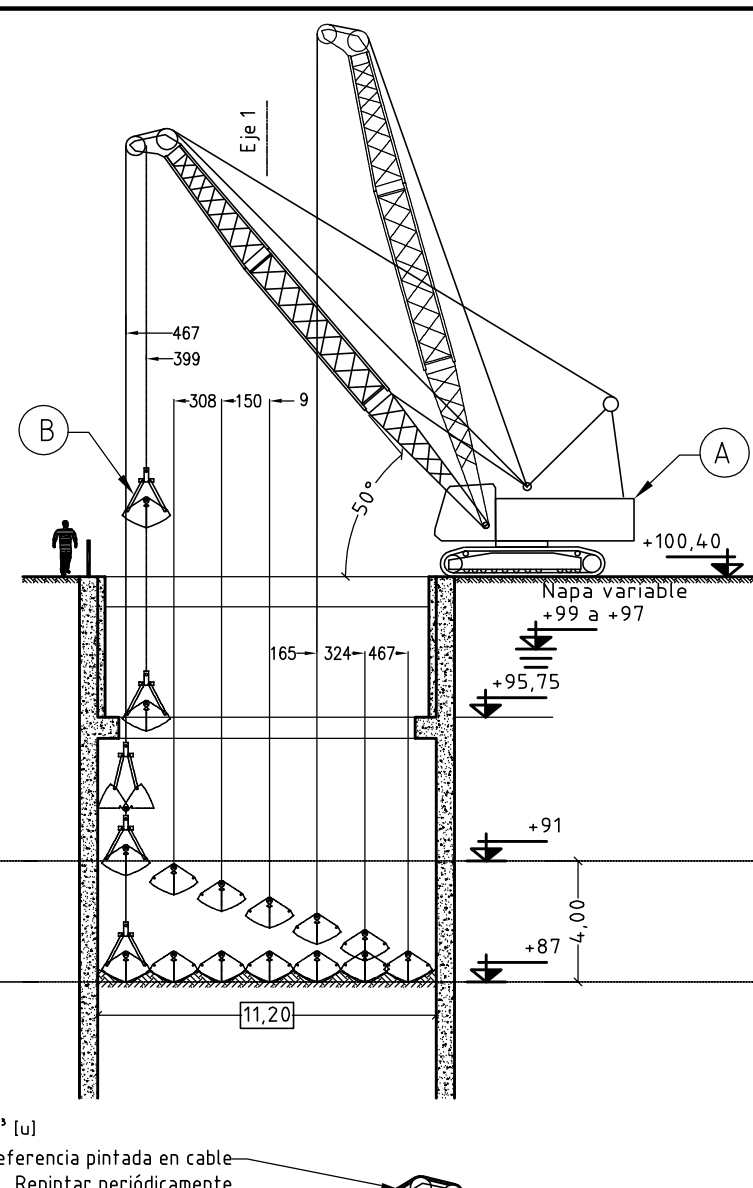
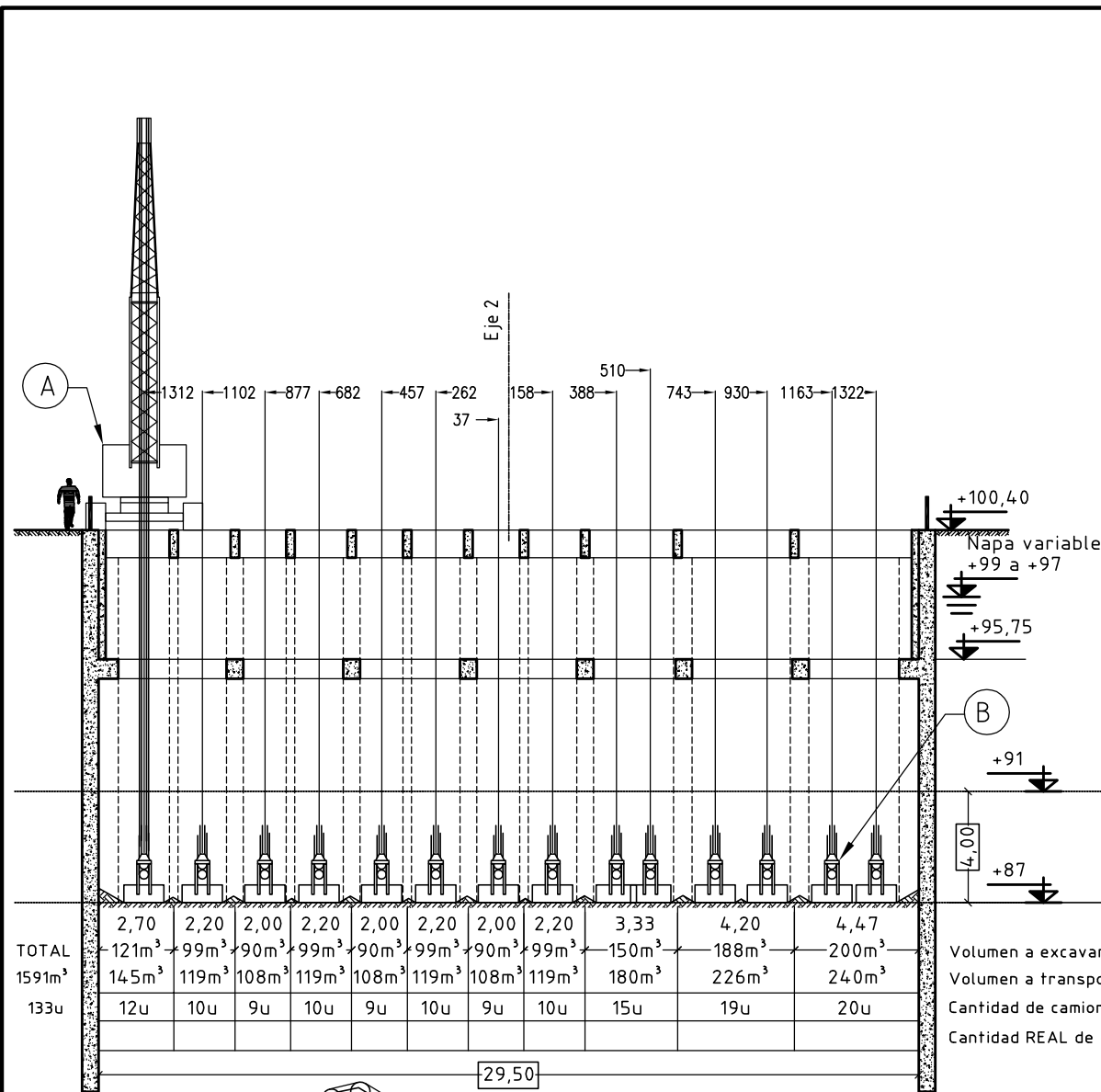
PLANILLA DE DOBLADO DE ARMADURAS		NIVEL:	--	Hoja:	8
Obra : ESTRUCTURA SUBACUA		ELEMENTOS:	ANCLAJES	Fecha:	13/09/13
Ubicación : --		REF. PLANOS:	13	Modif.:	
Comitente : --				Fecha:	

Posic.	Dimensiones (cm)	ϕ	cantidad		longitud (m)		kg
			parc.	total	parc.	total	
37	Anclajes L: 500 cm Cant.: 14  Empalmes: 45cm Cant. vueltas: 33 Paso: 15 cm	8	1	14	30.00	420.00	165.64
38	Separador 	16	2	28	4.24	118.72	187.29

subtotal(kg): **352.93**

ANEXO III

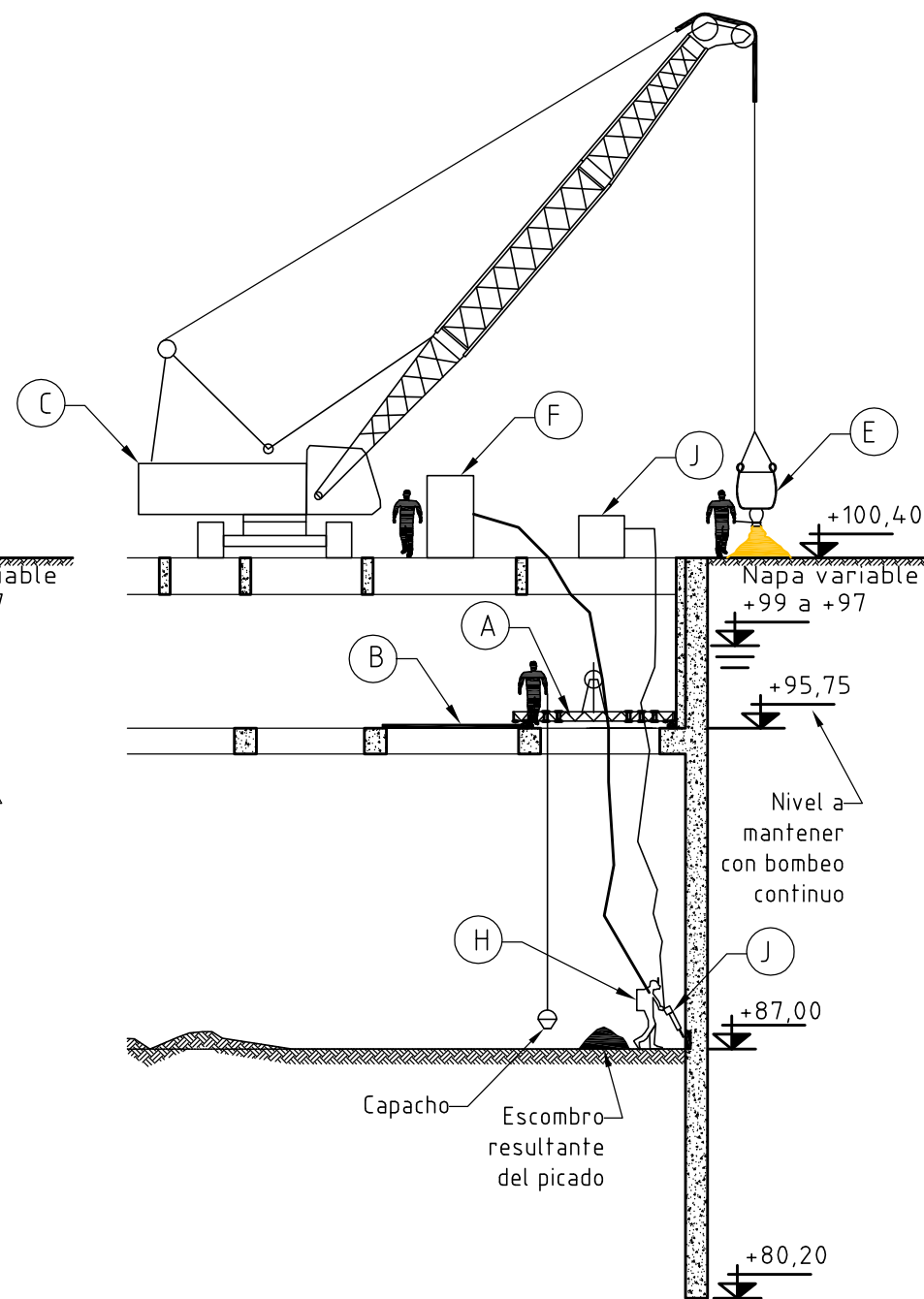
Planos resumen del proceso
constructivo



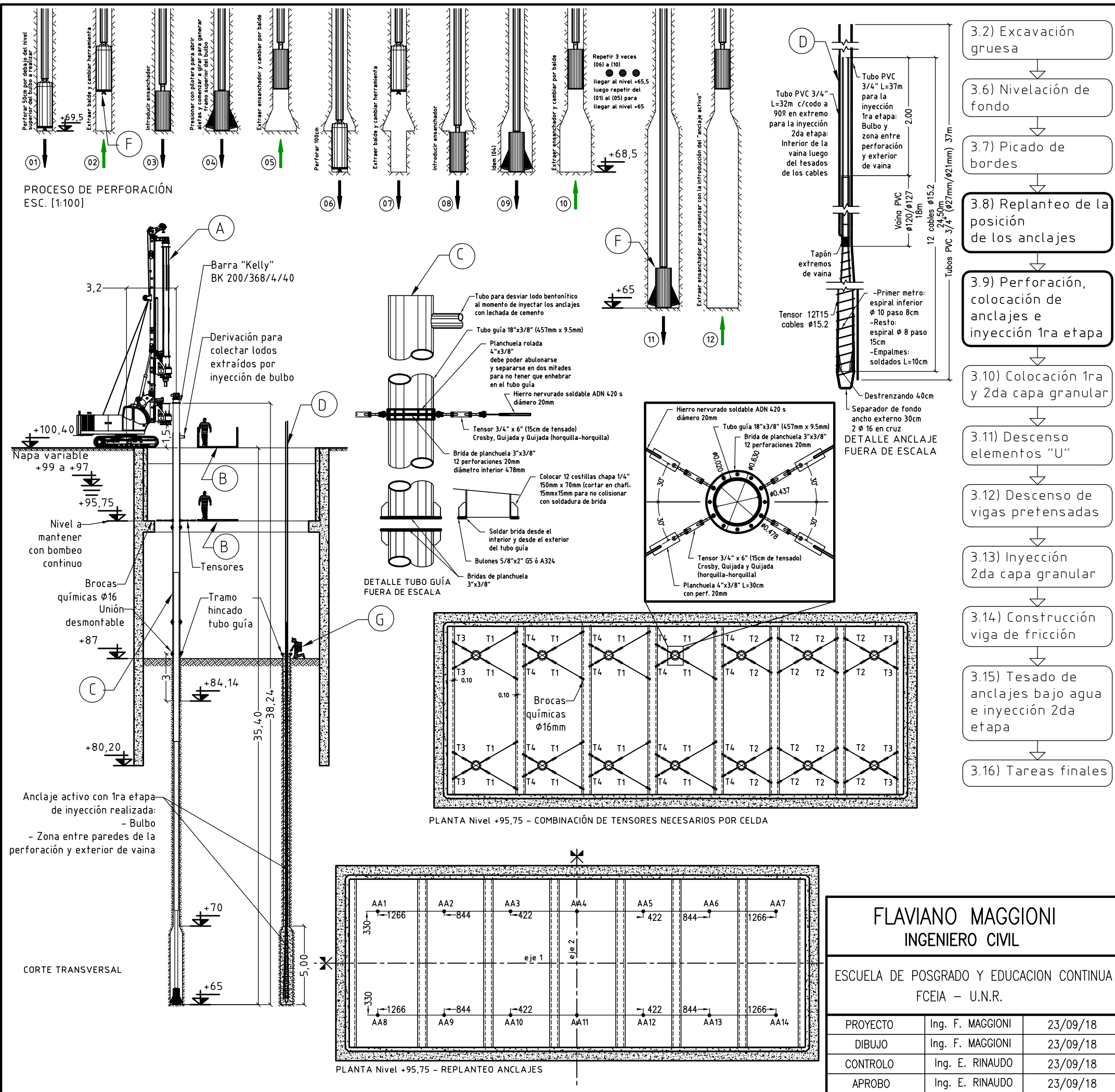
3.2) EXCAVACIÓN GRUESA	
1°	Realizar la excavación en interior del recinto desde el nivel +91 a la cota +87 (aproximadamente 4m). Se retirarán 1591m³ contemplando un esponamiento 20%.
2°	Replantear la distintas posiciones en las que deberá ser lanzada la cuchara.
3°	Pintar el cable de la grúa para poder estimar visualmente si se llegó a la profundidad preestablecida.
4°	Depositar el material excavado directamente en el terreno. Preparar la superficie donde se depositará el material procurando realizar pendientes que favorezcan el escurrimiento del agua que acompañará al suelo removido. Esto evitará el deterioro de la zona de tránsito.
5°	Utilizar la pala cargadora y el volcador para retirar el suelo excavado de la obra. Realizar esta tarea luego de concluida cada celda, durante el tiempo de reposicionado de la grúa.
6°	Registrar la cantidad de camiones utilizados por cada celda de excavación. Esto sólo servirá como límite superior aproximado para no excavar mas de lo necesario.

RECURSOS UTILIZADOS	
A	Grúa reticulada sobre orugas Liebherr modelo HS 8040 HD
B	Cuchara 1 m³
C	Camión volcador 12m³
D	Pala cargadora 1 m³
E	Plataforma de trabajo

FLAVIANO MAGGIONI INGENIERO CIVIL			PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA	
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: 3.2) Excavación Gruesa	
PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	21/09/18	ESCALAS	PLANO N°: 01
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	21/09/18	1:250	REVISION: 01
CONTRLO	Ing. E. RINAUDO	21/09/18	---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	21/09/18		



- | | | |
|---------|--------------|--------------------------|
| ESCALAS | PLANO N°: | 02 |
| 1:200 | REVISION: | 01 |
| --:-- | ARCHIVO CAD: | Proceso Constructivo.dwg |



3.8) REPLANTEO POSICIÓN DE LOS ANCLAJES

1. Ubicar los ejes de replanteo 1 y 2 en el nivel +100,40.
2. Ubicar la posición de los anclajes con referencias fácilmente identificables fijadas sobre la pared del recinto tanto en el nivel +100,40 como en el nivel +95,75.
3. Podrá variarse el replanteo descontando a todas las medidas con el valor del radio externo del tubo guía seleccionado.
1. Suspender el tubo guía del guinche de la pilotera y hacerlo descender hasta que apoye en el fondo de la excavación. Luego deberá elevarse tan sólo 10cm.
2. Aproximar la posición del tubo con la ayuda de los hilos de replanteo de ambos niveles.
3. Tomar el tubo en el nivel +95,75 utilizando el el conjunto de tensores que corresponda.
4. Registrando los tensores hasta ubicar la posición definitiva del tubo en el nivel +95,75.
5. Alinear verticalmente el tubo valiéndose de las referencias del nivel +100,40, la posición ya fijada en el nivel +95,75 y el uso de una plomada.
6. Presionar el tubo con el hidráulico de la pilotera hasta hincar 50cm.
7. Controlar la verticalidad.
8. Continuar la hinca progresiva hasta llegar al nivel +84,14 (2,86m).

3.9) PERF., COLOC. ANCLAJES E INY. 1RA ETAPA

1. Llenar el tubo guía con bentonita.
2. Para perforar ver secuencia "Proceso de perforación".
1. Suspender el anclaje del ginche de la pilotera.
2. Bajar el anclaje hasta su posición final.
1. Realizar inyección de la primera etapa, hasta el nivel +87.
2. Colectar el lodo bentonítico desalojado por la inyección.
3. Extraer por bombeo la bentonita contenida en el tubo guía por encima del nivel +87 (aproximadamente 2,1m³). Enviar al sector donde se recolecta para su posterior tratamiento.
1. Desatornillar extremos superior desmontable de tubo guía y extraer con el guinche de la perforadora.
2. Repetir el proceso desde el punto "1º" que se aplicó en AA1 desde AA2 a AA14.

RECURSOS UTILIZADOS

A	Pilotera TesCar CF10
B	Plataforma de trabajo
C	Tubo guía
D	Unidad tensora 12T15
E	Balde de perforación Ø40cm
F	Ensanchador de perforación Ø40cm (bulbo)
G	Equipo completo para buceo
H	Equipos de inyección de baja presión (P < 40-50 Bar)
I	Mezcladora de lodo

FLAVIANO MAGGIONI
INGENIERO CIVIL

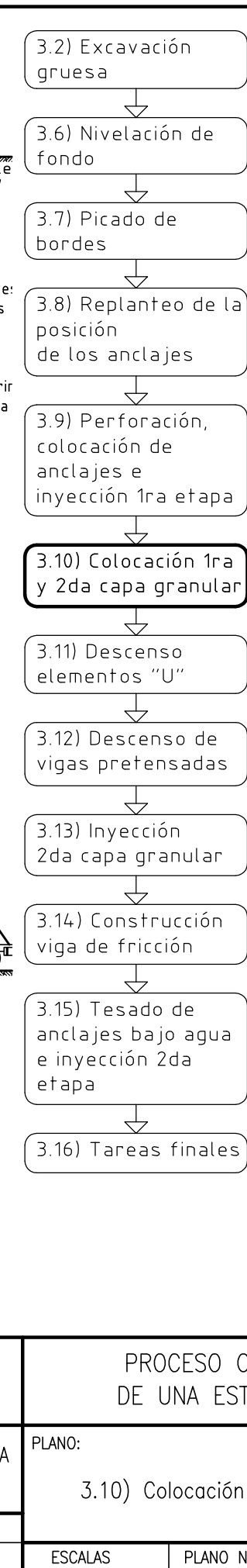
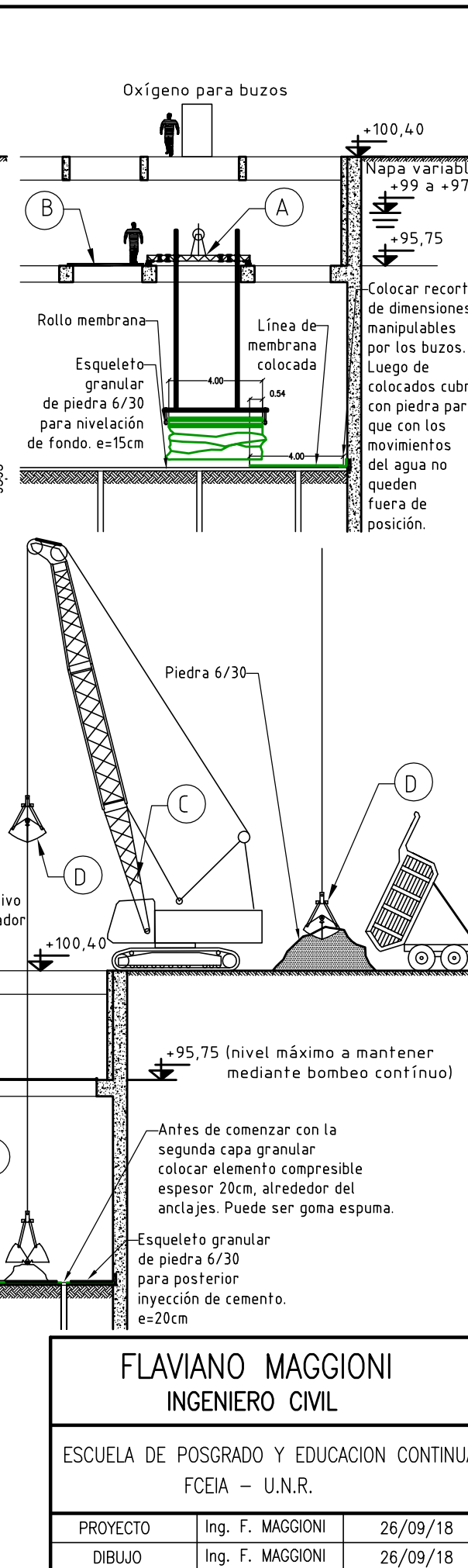
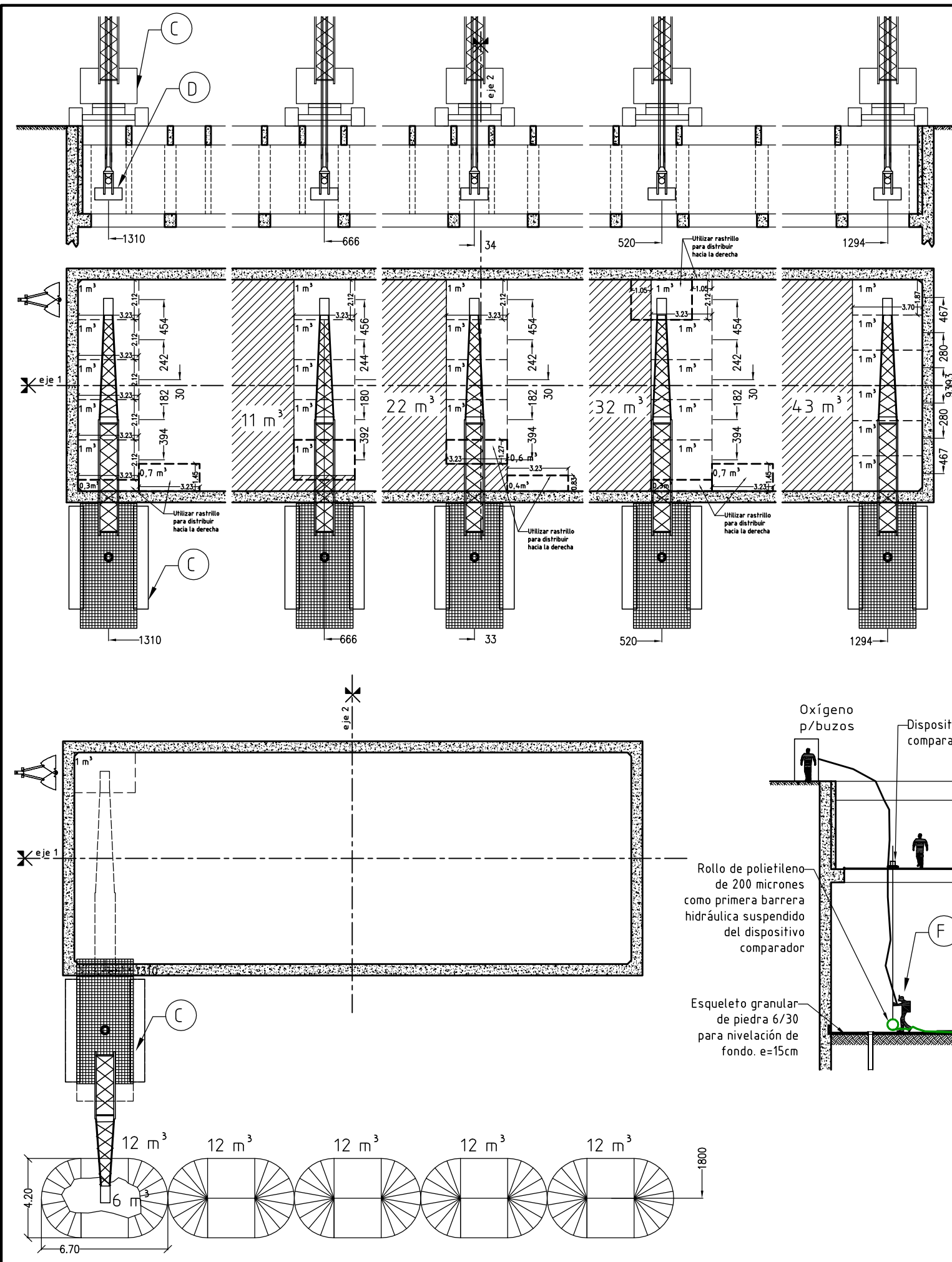
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	23/09/18
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	23/09/18
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	23/09/18
APROBO	Ing. E. RINAUDO	23/09/18

PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO
DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA

PLANO:
3.8) Replanteo de la posición de los anclajes
3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección 1ra etapa

ESCALAS	PLANO N°:	03
1:250	REVISION:	01
---	ARCHIVO CAD:	Proceso Constructivo.dwg



3.10) COLOCACIÓN DE 1RA Y 2DA CAPA GRANULAR

1°

1. Acopiar piedra 6/30 en 5 montículos de 12m³.
2. Utilizar la grúa reticulada con el balde de 1m³ para depositar en el fondo de recinto la 1er capa de 15cm según cota de replanteo (verificar y modificar en obra).
3. Desparramar la piedra con rastrillo utilizando la sonda del comparador como referencia.

2°

1. Cumplimentada la 1er capa, montar el rolo con la membrana enrollada en el extremo de las sondas del comparador.
2. Por cada celda de trabajo, desenrollar la membrana al mismo tiempo que se mueve la viga del comparador.
3. Concluida la primer celda, con el uso de la grúa reticulada y el balde, descargar una pequeña cantidad y desparramar dejando espacio para el solape.

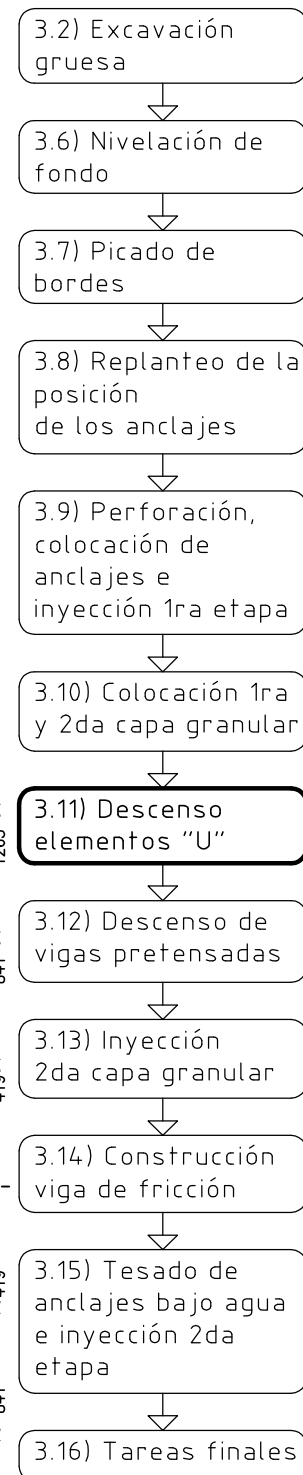
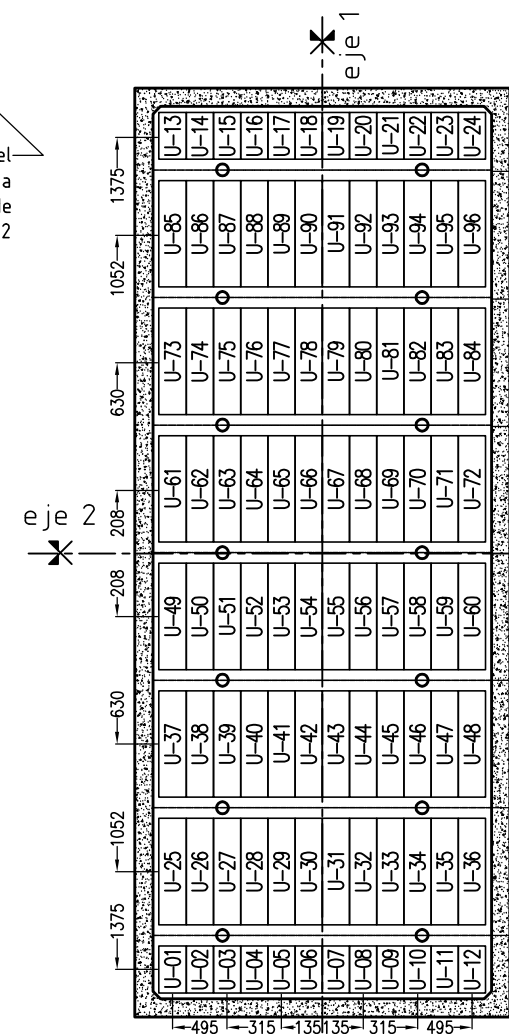
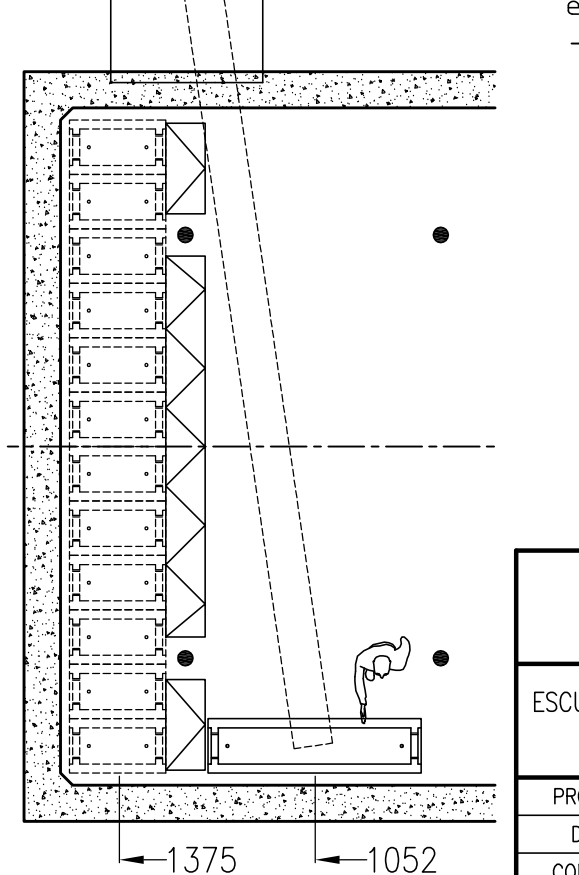
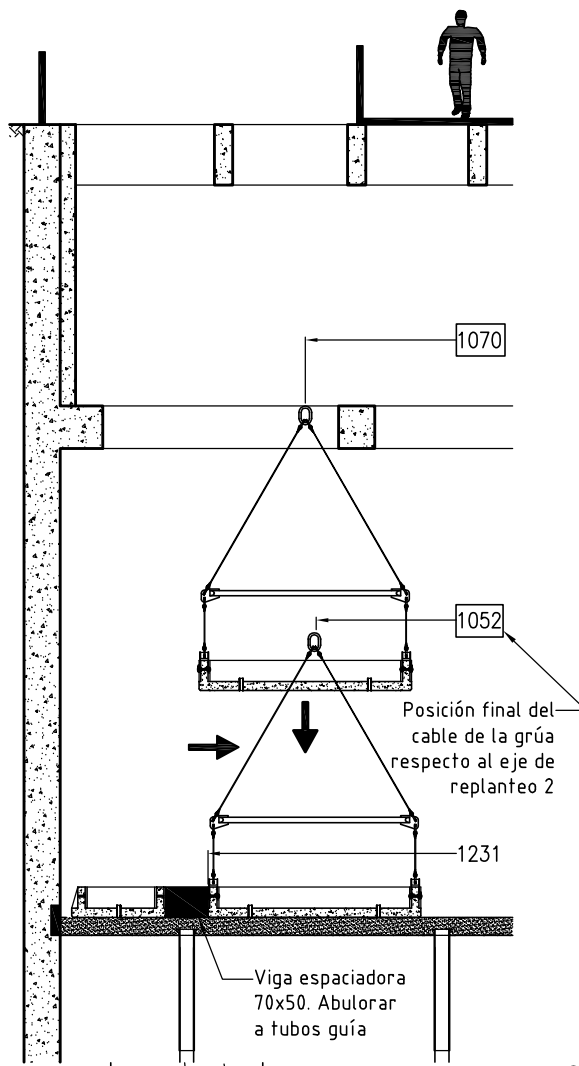
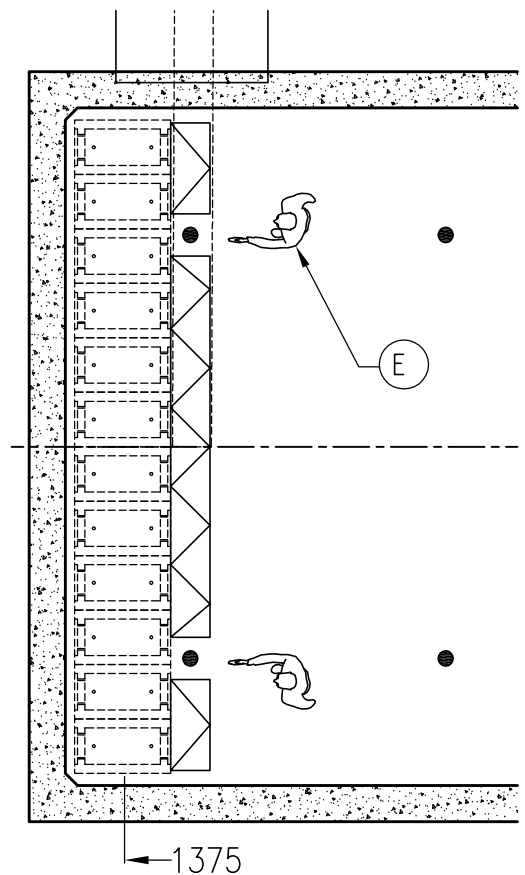
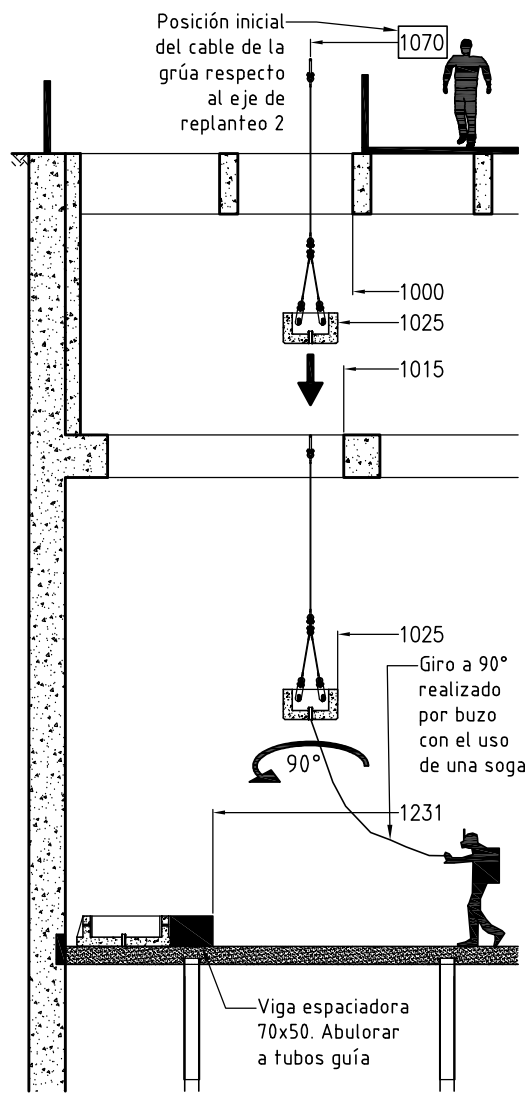
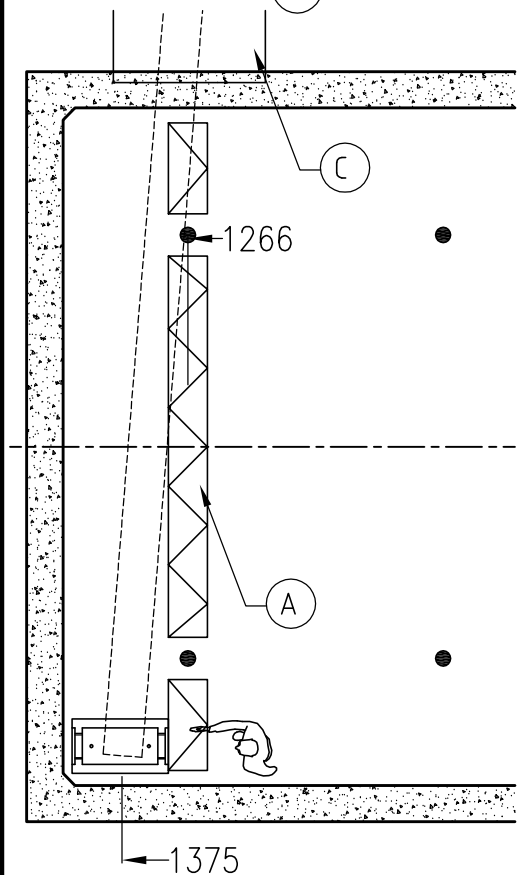
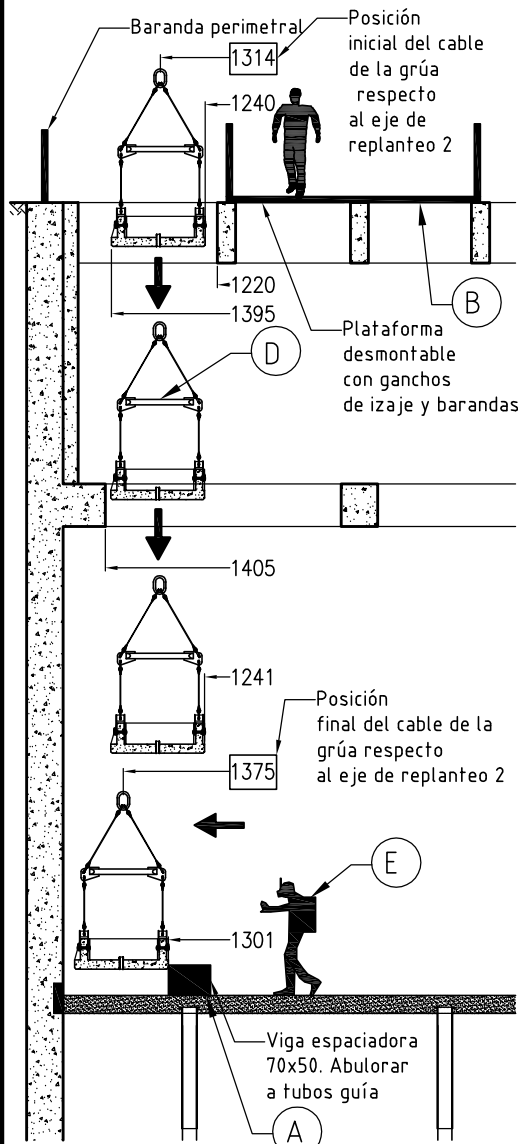
3°

1. Acopiar piedra 6/30 en 5 montículos de 12m³ (utilizar sobrante de la 1ra capa).
2. Utilizar la grúa reticulada con el balde de 1m³ para depositar en el fondo de recinto la 2da capa de 20cm según un procedimiento similar al anterior. Tomar de referencia las progresivas respecto al eje 2. Se necesitará un 34% mas de movimientos de la grúa.
3. Desparramar y nivelar la piedra con rastrillo utilizando la sonda del comparador como referencia.

RECURSOS UTILIZADOS

A	Comparador
B	Plataforma de trabajo
C	Grúa reticulada sobre orugas
D	Cuchara 1 m³
E	Bomba de achique para uso continuo.
F	Equipo completo para buceo

FLAVIANO MAGGIONI INGENIERO CIVIL			PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA	
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: 3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular	
PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18	ESCALAS	PLANO N°: 04
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18	1:250	REVISION: 01
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	26/09/18	---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	26/09/18	---	



3.11) DESCENSO ELEM. "U"

- 1° 1. Replantear las distintas posiciones que va a adoptar la viga separadora y los elemento "U" según se indica.
- 2° 1. Ubicar la viga separadora en la progresiva 1263 elevándola con la grúa. Enhebrar los caños de inyección y cables del anclaje. Abulonar a caño guía.
2. Ubicar el elemento U-01 con la grúa y la percha indicada. El elemento debe quedar apoyado en la viga separadora, con una luz que posteriormente permita retirarla.
3. Proceder de igual manera con los elementos U-02 a U-12.
4. Luego de ubicados los elementos U-25 a U-96 (como se describe en el siguiente punto) ubicar U-13 a U-24.
- 3° 1. Sin remover la viga separadora ubicar el elemento U-25 con la grúa y la percha indicada. Notar que deberán ser introducidos a 90° de su posición final y luego ser girados al estar cerca de su posición final.
2. Proceder de igual manera con los elementos U-26 a U-36.
3. Extraer la viga separadora del recinto usando la grúa y volver a introducirla y ubicarla en la cota 841.
4. Repetir los pasos anteriores para hasta terminar de ubicar los elementos U-37 a U-96.

RECURSOS UTILIZADOS

A	Viga espaciadora reticulada
B	Plataforma de trabajo
C	Grúa telescópica sobre orugas GTC-1200
D	Percha para elementos "U"
E	Equipo completo para buceo

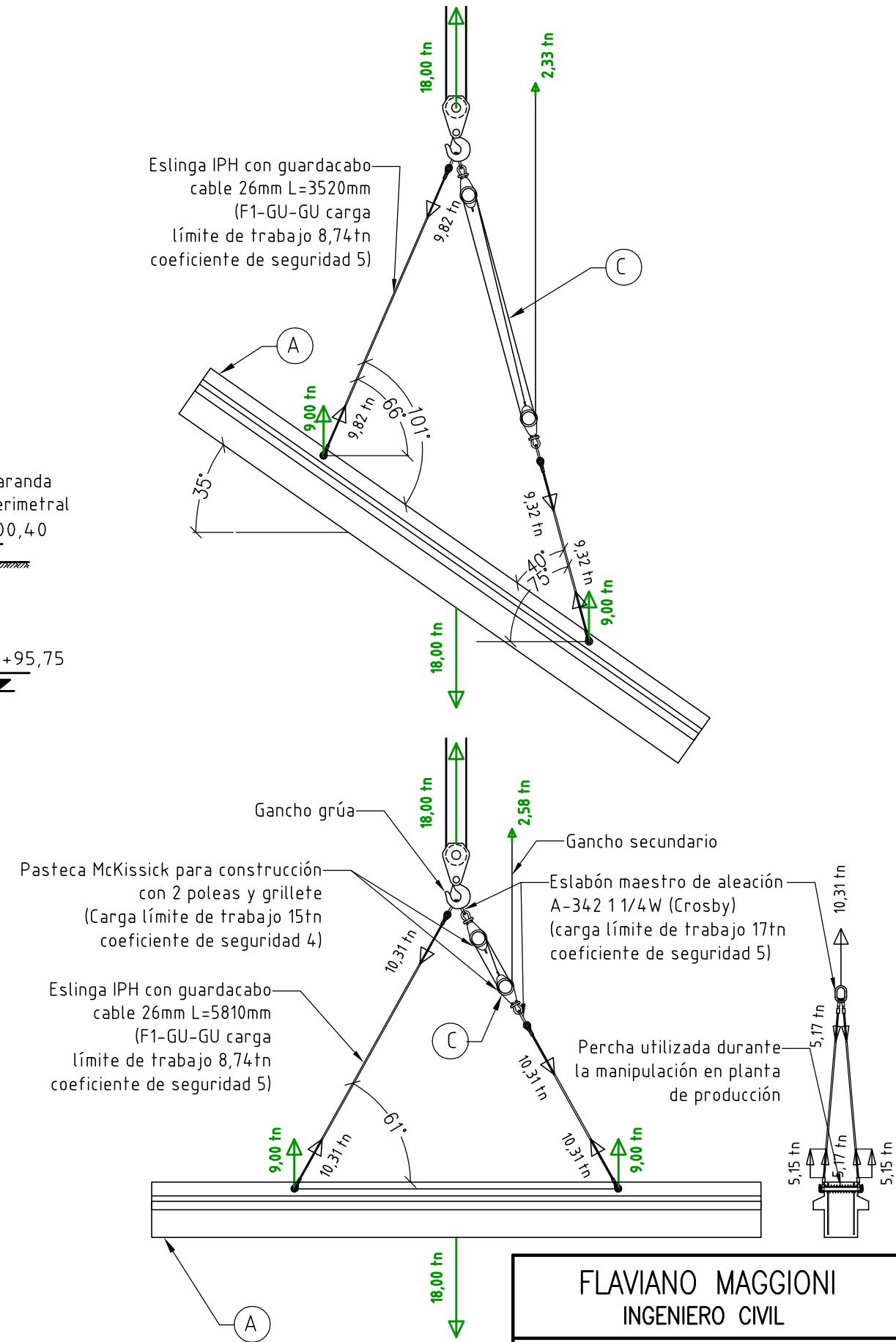
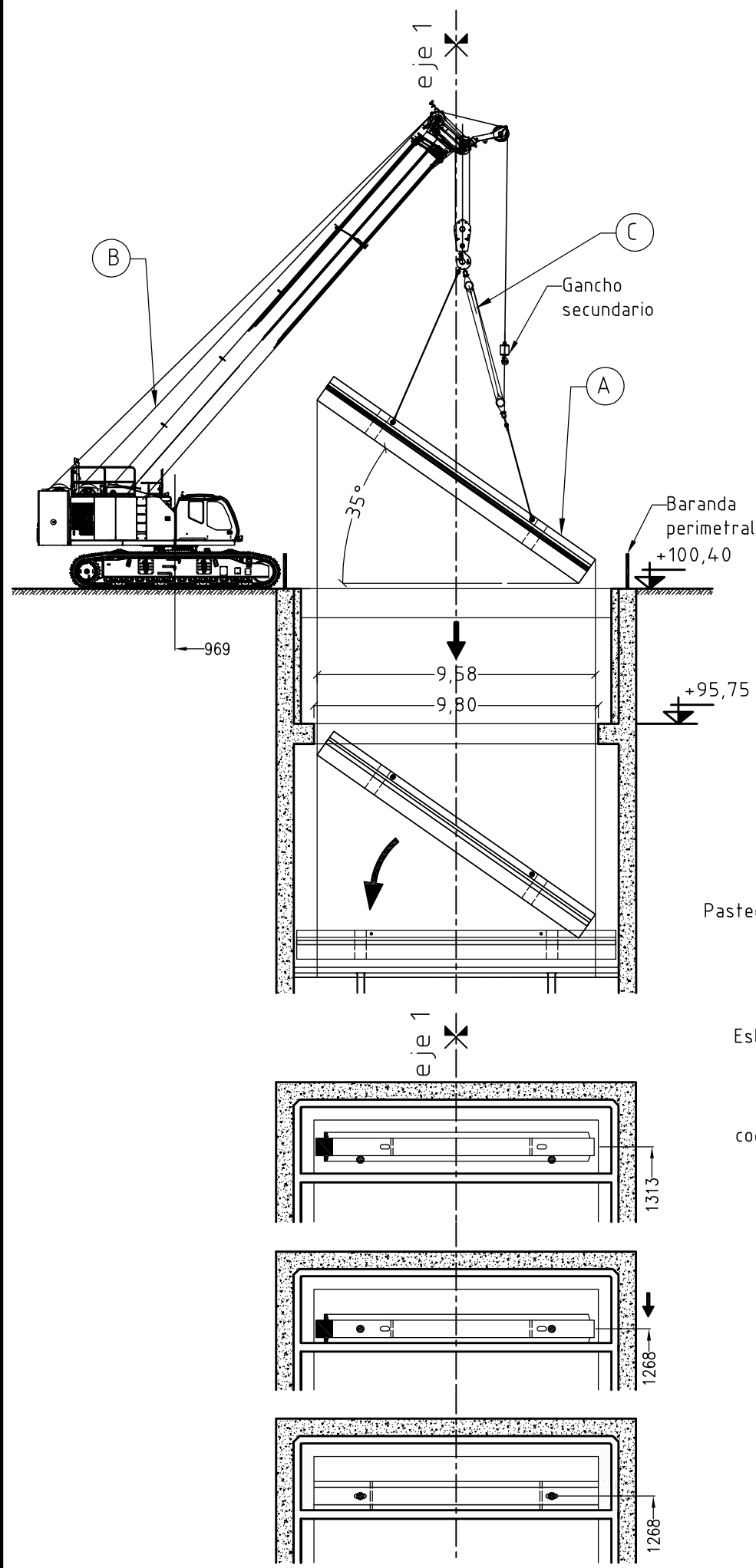
FLAVIANO MAGGIONI
INGENIERO CIVIL

ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18
CONTROLO	Ing. E. RINAUDO	26/09/18
APROBO	Ing. E. RINAUDO	26/09/18

PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO
DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA

PLANO:	3.11) Descenso elementos "U"
ESCALAS	PLANO N°: 05
1:250 / 1:125	REVISION: 01
---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg

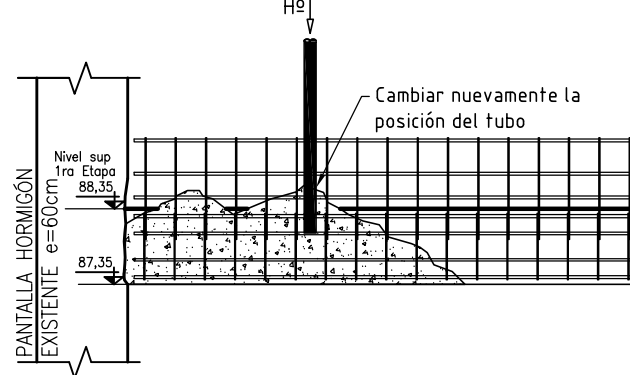
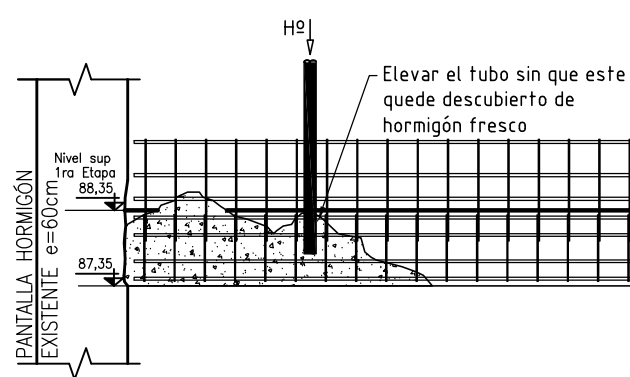
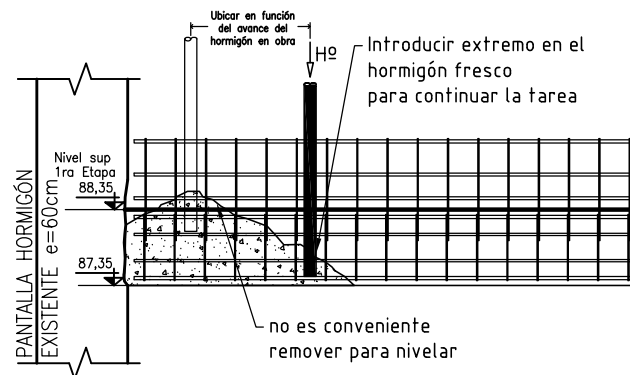
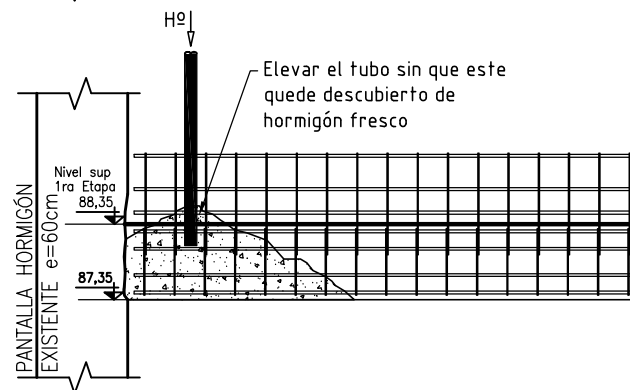
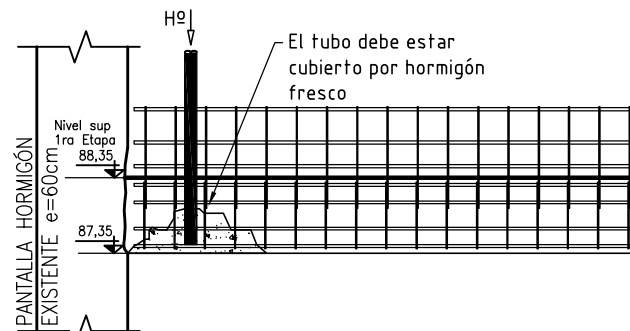


- 3.2) Excavación gruesa
- 3.6) Nivelación de fondo
- 3.7) Picado de bordes
- 3.8) Replanteo de la posición de los anclajes
- 3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección 1ra etapa
- 3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular
- 3.11) Descenso elementos "U"
- 3.12) Descenso de vigas pretensadas
- 3.13) Inyección 2da capa granular
- 3.14) Construcción viga de fricción
- 3.15) Tesado de anclajes bajo agua e inyección 2da etapa
- 3.16) Tareas finales

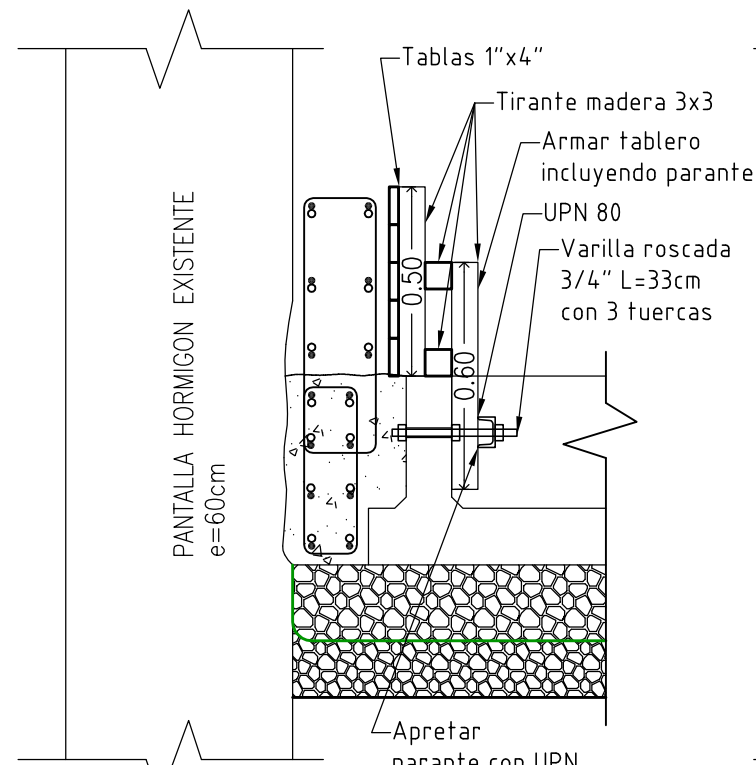
- 3.11) DESCENSO ELEM. "U"
- 1°
1. Replantear las siete posiciones que va a adoptar la viga pretensada.
- 2°
1. Utilizando eslingas y un sistema de pastecas, inclinar la primer viga pretensada que se hará descender al fondo del recinto.
 2. Atar sogas a los extremos de los tubos de inyección.
 3. Enhebrar los tubos de inyección en las perforaciones destinadas a los anclajes activos con la ayuda de las sogas antedichas.
 4. Manteniendo la inclinación de la viga hacerla descender hasta superar el nivel +95,75.
 5. Volver a inclinar la viga hasta que quede horizontal.
 6. Hacer descender la viga hasta la su posición final.
 7. Repetir el proceso hasta completar la séptima viga.

RECURSOS UTILIZADOS	
A	Vigas pretensadas
B	Grúa telescópica sobre orugas GTC-1200
C	Sistema de pastecas variadoras de longitud de eslinga
D	Plataforma de trabajo
E	Equipo completo para buceo

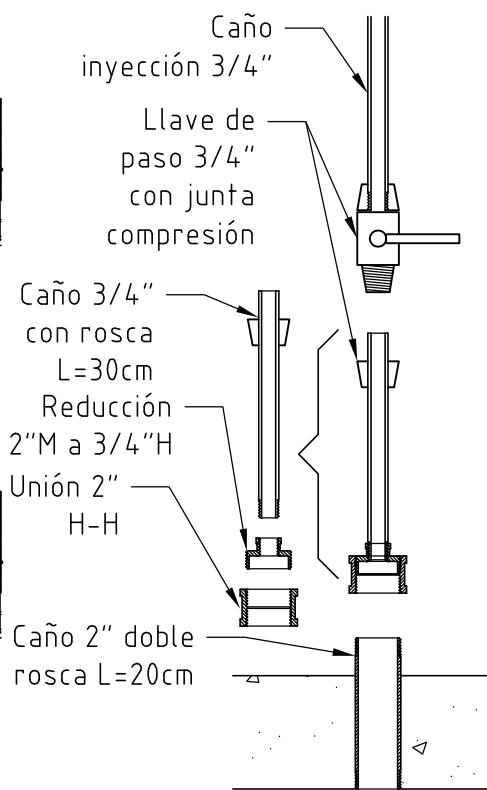
FLAVIANO MAGGIONI INGENIERO CIVIL			PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA	
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: 3.12) Descenso de vigas pretensadas	
PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18	ESCALAS	PLANO N°: 06
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	26/09/18	1:200 / 1:100	REVISION: 01
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	26/09/18	---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	26/09/18	---	---



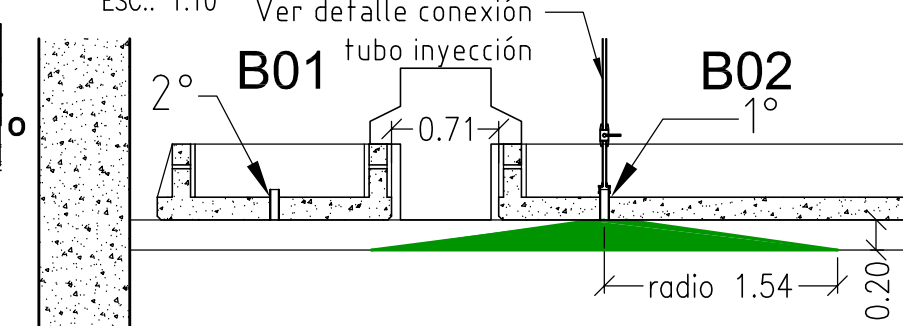
PROCEDIMIENTO DE LLENADO VIGA DE FRICCIÓN ESC.: 1:50



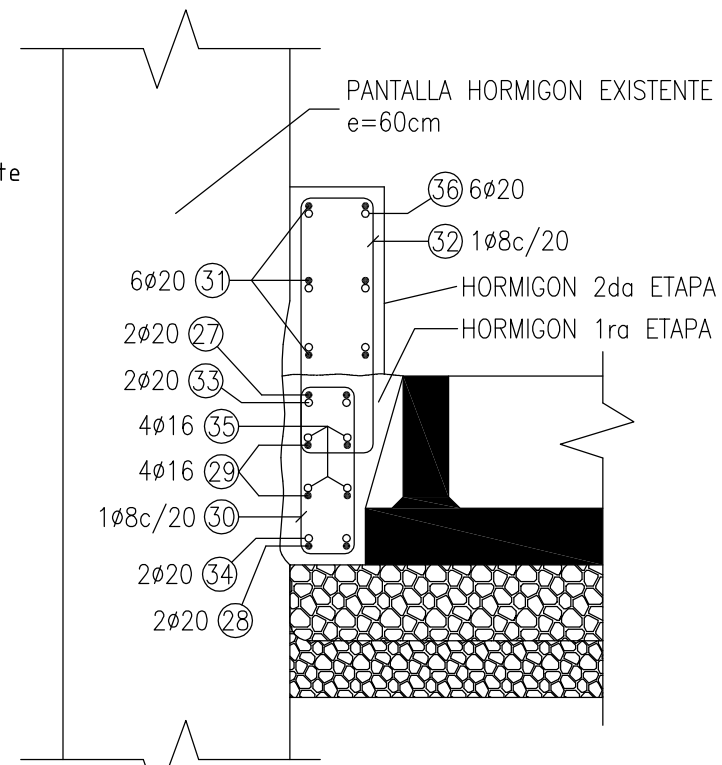
ENCOFRADO VIGA DE FRICCIÓN ESC: 1:20



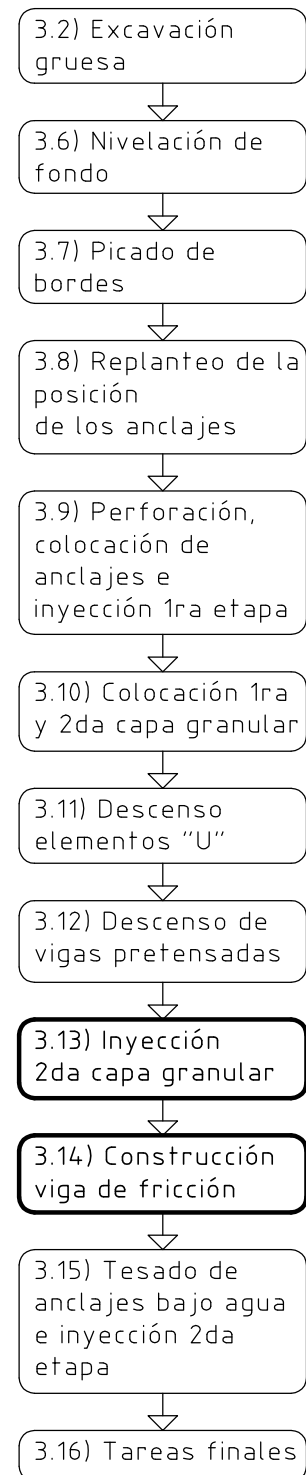
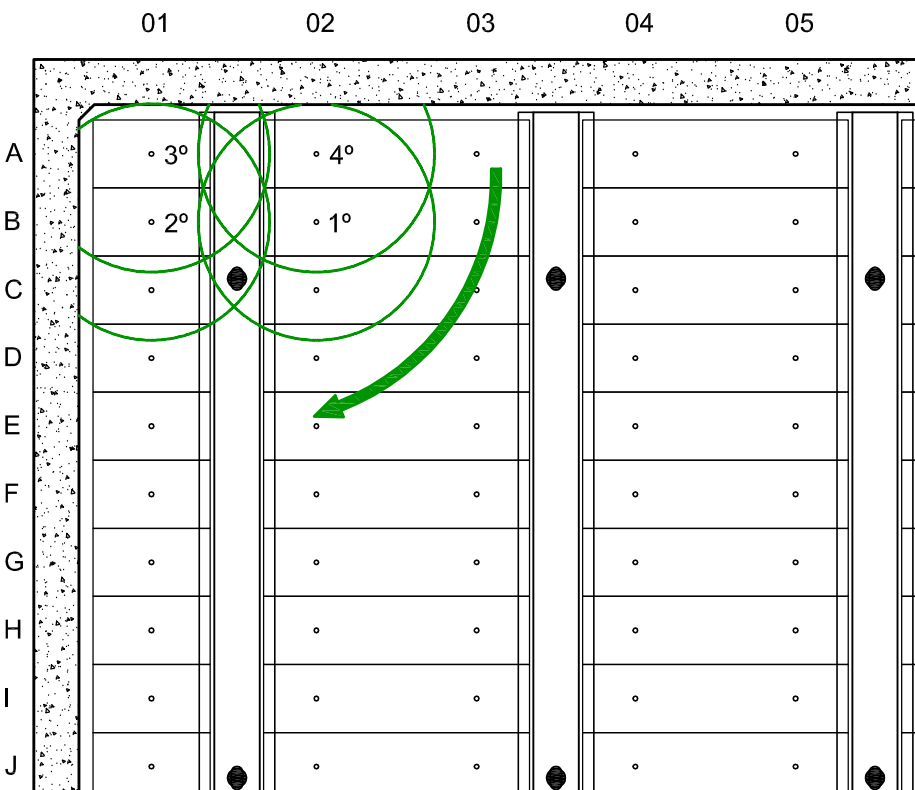
DETALLE CONEXIÓN TUBO INYECCIÓN ESC.: 1:10 Ver detalle conexión



VOLUMEN SUPUESTO CUBIERTO POR LA INYECCIÓN ESC.: 1:50



DETALLE ARMADURA VIGA DE FRICCIÓN ESC: 1:20



3.13) INYECCIÓN 2DA CAPA GRANULAR

1. Inyectar "B02" hasta notar el frote en tubos aledaños.
2. Tapar "B02".
3. Inyectar "B01" o el primero que haya brotado.
4. Proceder de igual manera hasta completar la totalidad de los accesos para la inyección de la segunda capa granular.

3.14) CONSTRUCCIÓN VIGA DE FRICCIÓN

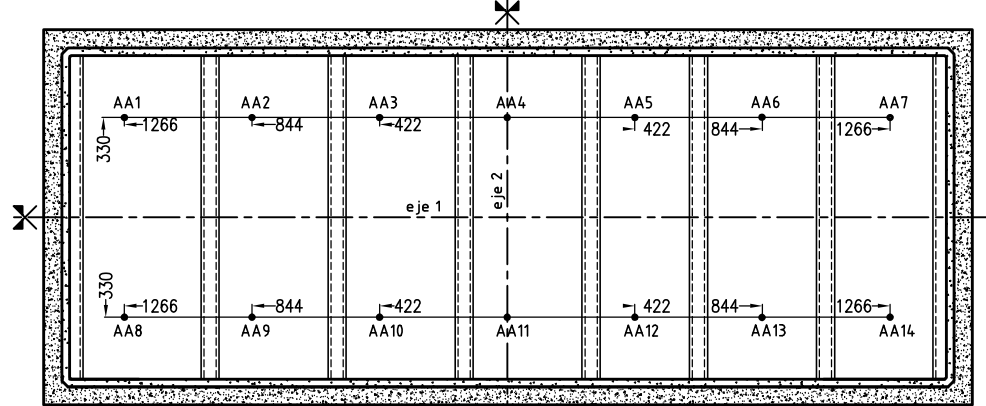
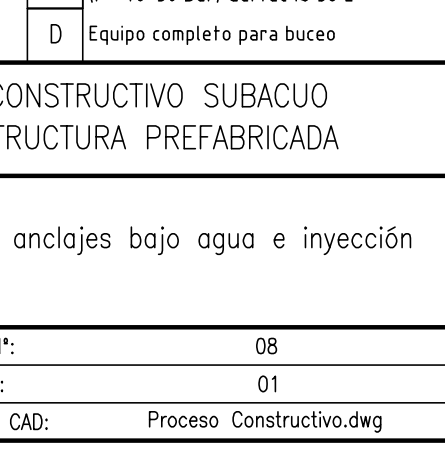
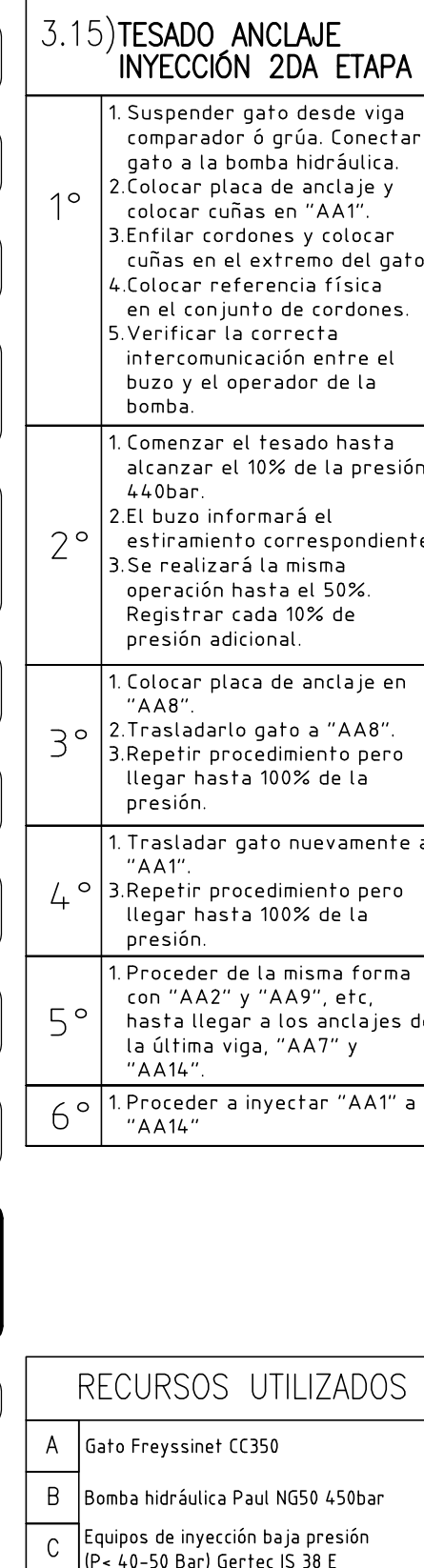
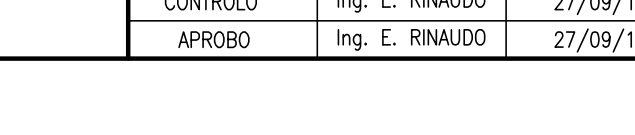
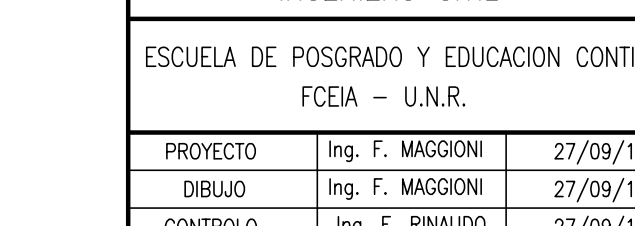
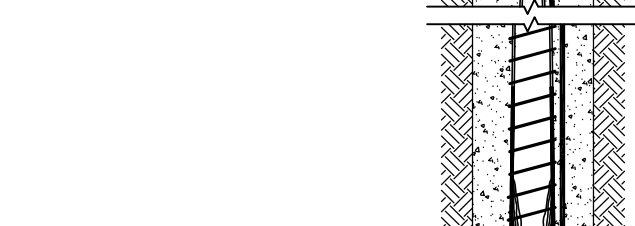
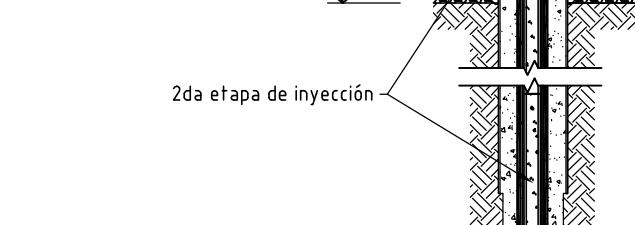
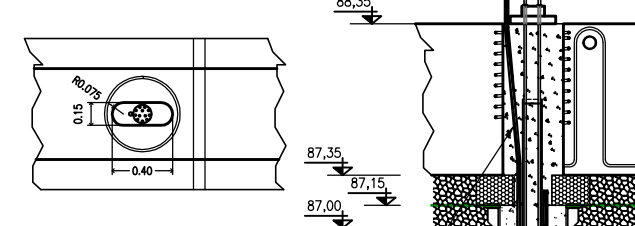
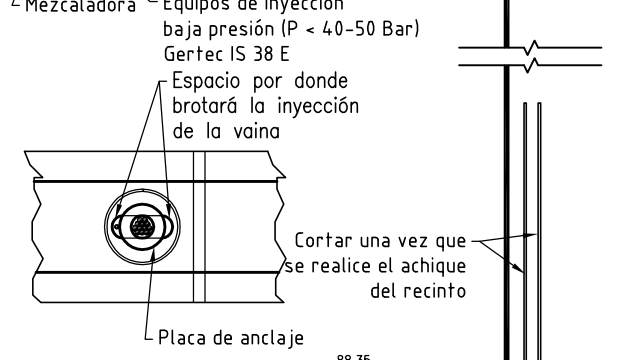
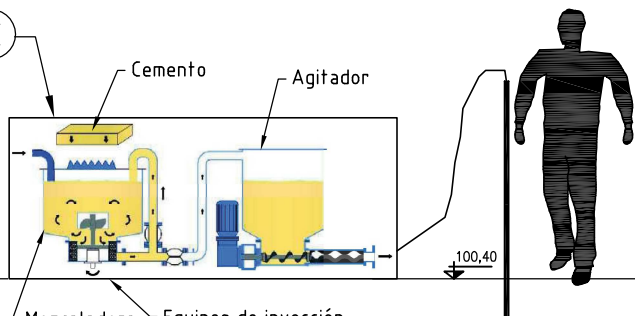
1. Colocar varillas roscadas en elementos "U-01" a "U-12" en espera de paneles de encofrado.
2. Descender con grúa armadura de una de las vigas de fricción.
5. Realizar procedimiento de llenado primera etapa.
6. Descender con grúa paneles de encofrado y fijar por presión con perfiles UPN 80.
7. Realizar el mismo procedimiento de llenado de la etapa 1 para completar la etapa 2.
8. Desarmar paneles de encofrado al tercer día y elevar con grúa.

1. Repetir el mismo procedimiento para la segunda viga de fricción entre los elementos "U-13" a "U-24" y la pared del recinto.

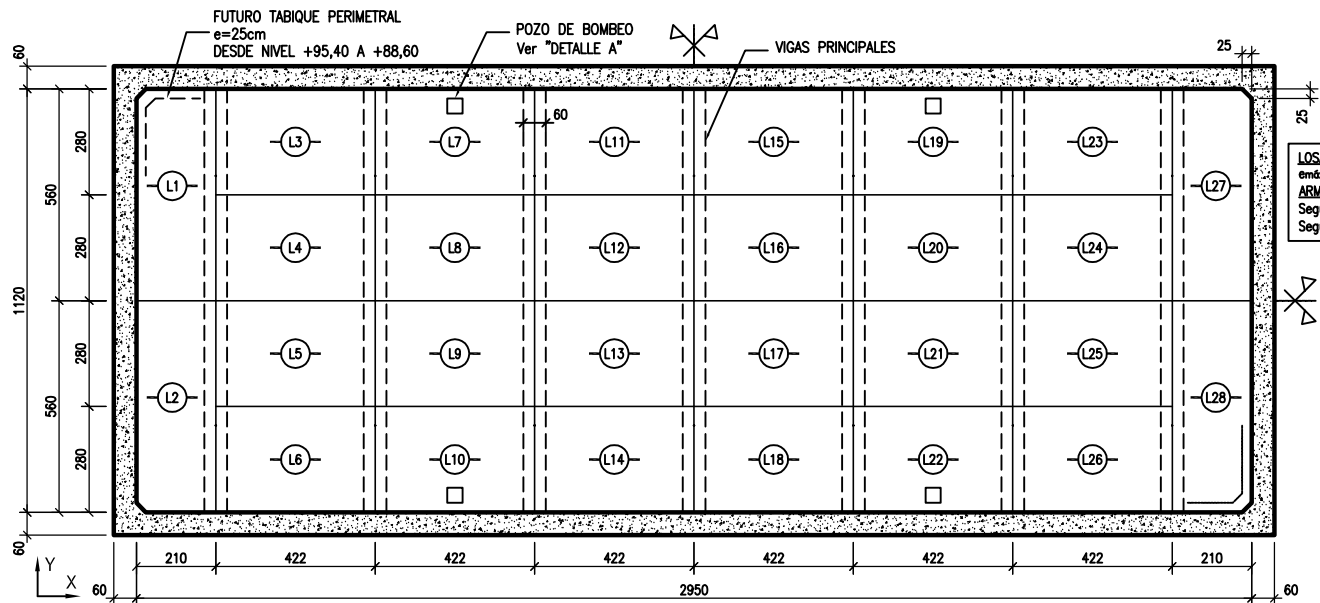
RECURSOS UTILIZADOS

A	Equipos de inyección baja presión (P< 40-50 Bar) Gertec IS 38 E
B	Equipo completo para buceo
C	Bomba hormigonera con brazo hidráulico

FLAVIANO MAGGIONI INGENIERO CIVIL			PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA	
ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA - U.N.R.			PLANO: 3.13) Inyección 2da capa granular 3.14) Construcción viga de fricción	
PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18	ESCALAS	PLANO N°: 07
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18	Se indica	REVISION: 01
CONTRÓLO	Ing. E. RINAUDO	27/09/18	---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg
APROBO	Ing. E. RINAUDO	27/09/18		

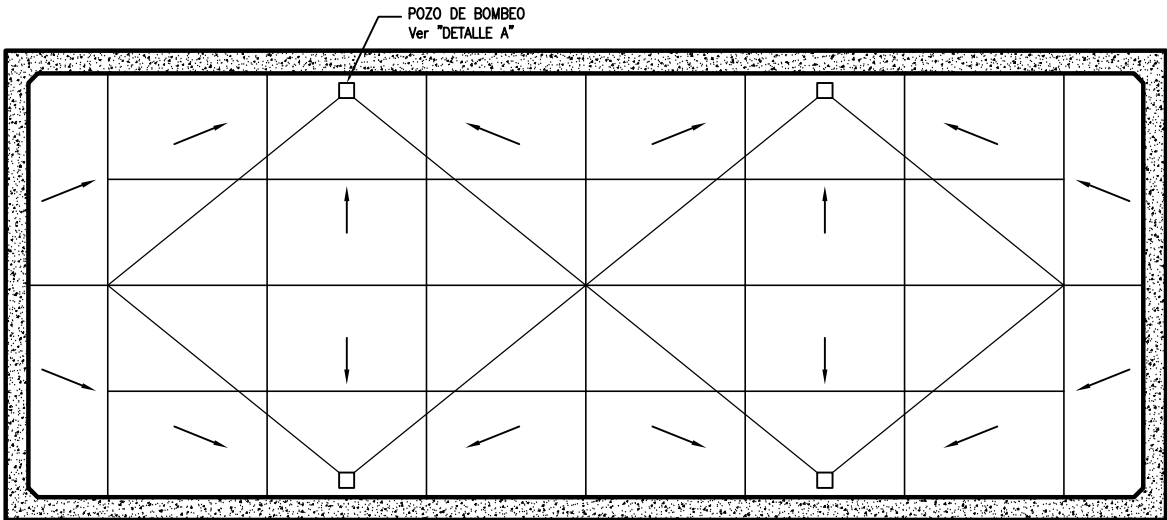


<p align="center">FLAVIANO MAGGIONI INGENIERO CIVIL</p>			<p align="center">PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA</p>	
<p>ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA FCEIA – U.N.R.</p>			<p>PLANO: 3.15) Tesado de anclajes bajo agua e inyección 2da etapa</p>	
PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18		
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18	ESCALAS	PLANO N°: 08
CONTROLO	Ing. E. RINAUDO	27/09/18	1:250 / 1:50	REVISION: 01
APPROB	Ing. E. RINAUDO	27/09/18	---	ARCHIVO CAD: Proceso Constructivo.dwg

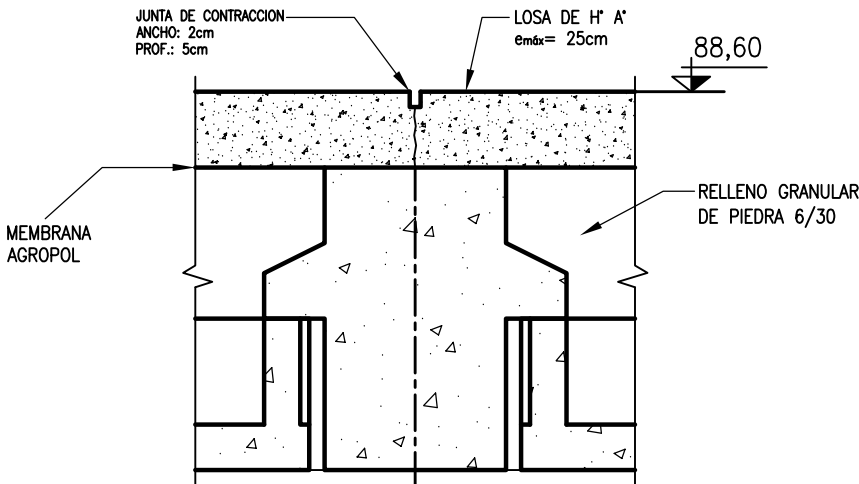


PLANTA LOSAS - JUNTAS DE CONTRACCION
(ESCALA 1:200)

ETAPAS DE HORMIGONADO
1ra ETAPA: LOSAS L3, L5, L8, L10, L11 y L13
2da ETAPA: LOSAS L16, L18, L19, L21, L24 y L26
3ra ETAPA: LOSAS L4, L6, L7, L9, L12 y L14
4ta ETAPA: LOSAS L15, L17, L20, L22, L23 y L25
5ta ETAPA: LOSAS L1 y L27
6ta ETAPA: LOSAS L2 y L28

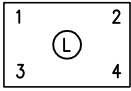


PLANTA LOSAS - PENDIENTE DE ESCURRIMIENTO (1%)
(ESCALA 1:200)



DETALLE JUNTAS DE CONTRACCION
(ESCALA 1:25)

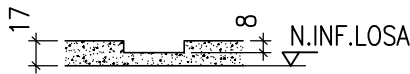
NIVELES EN ESQUINAS DE LOSAS



LOSAS	1	2	3	4
L1	88,60	88,58	88,60	88,60
L3	88,58	88,53	88,59	88,55
L4	88,59	88,55	88,60	88,60
L7	88,53	88,54	88,55	88,55
L8	88,55	88,55	88,60	88,60
L11	88,54	88,60	88,55	88,60
L12	88,55	88,60	88,60	88,60

ACLARACION:

LOS NIVELES EN LAS OTRAS LOSAS DERIVAN DE LA SIMETRIA QUE PRESENTA EL CONJUNTO.



DETALLE A
POZO DE BOMBEO (ESCALA 1:50)

NOTAS GENERALES:
MEDIDAS EN CM
DIAMETROS EN MM, SEPARACIONES EN CM
MATERIALES:
HORMIGON: H-21
ACERO: ADN 420

3.2) Excavación gruesa

3.6) Nivelación de fondo

3.7) Picado de bordes

3.8) Replanteo de la posición de los anclajes

3.9) Perforación, colocación de anclajes e inyección 1ra etapa

3.10) Colocación 1ra y 2da capa granular

3.11) Descenso elementos "U"

3.12) Descenso de vigas pretensadas

3.13) Inyección 2da capa granular

3.14) Construcción viga de fricción

3.15) Tesado de anclajes bajo agua e inyección 2da etapa

3.16) Tareas finales

3.16) TAREAS FINALES

- 1º Realizar el achique del recinto controlando posibles filtraciones.
- 2º Rellenar con piedra 6/30 hasta nivel superior de viga pretensada, utilizando grúa reticulada y cuchara 1m³.
- 3º Desplegar membrana de agropol 400 micrones, solapando las uniones al menos 50cm.
- 4º 1. Llenar los paños del piso de hormigón armado de 25cm de espesor respetando el orden indicado.
2. Para cada paño respetar el nivel de las 4 esquinas como se indica en cuadro.
3. Prever cajones para encofrar pozos de bombeo.

RECURSOS UTILIZADOS

A	Grúa reticulada sobre orugas
B	Cuchara 1 m³
C	Bomba de achique
D	Bomba hormigonera con brazo hidráulico

FLAVIANO MAGGIONI
INGENIERO CIVIL

ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACION CONTINUA
FCEIA - U.N.R.

PROYECTO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18
DIBUJO	Ing. F. MAGGIONI	27/09/18
CONTROL	Ing. E. RINAUDO	27/09/18
APROBO	Ing. E. RINAUDO	27/09/18

PROCESO CONSTRUCTIVO SUBACUO
DE UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA

PLANO:
3.16) Tareas finales

ESCALAS	PLANO N°:	09
Se indica	REVISION:	01
---	ARCHIVO CAD:	Proceso Constructivo.dwg